NORMA COVENIN MINDUR 1618-82

ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. PROYECTO, FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN

La Norma Covenin-Mindur 1618-82 constituyó la primera Norma venezolana para el diseño de elementos de acero. La nueva Norma enfatiza el diseño plástico, mientras que ésta abarca primordialmente el diseño elástico. Es entendido que cuando se menciona otra Norma, se refiere a la edición vigente para entonces.

Digitalización hecha por Antolín Martínez A., CIV 25.082, Pto. Ordaz – marzo 2011.

Digitalización: b/n 300ppp páginas con texto; color 300ppp páginas a color.



REPUBLICA DE VENEZUELA

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO

C.D.U.
624 . 014
2 . 03

COVENIN
MINDUR
1618-82

NORMA VENEZOLANA

ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. PROYECTO, FABRICACION Y CONSTRUCCION



MINISTERIO DE FOMENTO
COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES

AV. ANDRES BELLO. TORRE FONDO COMUN. PISO 11.
CARACAS - VENEZUELA



REPUBLICA DE VENEZUELA

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO

C.D.U.
624 . 014
2 . 03

COVENIN
MINDUR
1618-82

NORMA VENEZOLANA

ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. PROYECTO, FABRICACION Y CONSTRUCCION

ANTOLIN MARTINEZ A.
Ing. Civil - C. I. V. 25.082



MINISTERIO DE FOMENTO
COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES

AV. ANDRES BELLO. TORRE FONDO COMUN. PISO 11.
CARACAS - VENEZUELA

INTRODUCCIÓN

La Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano presenta las "Normas para el Proyecto, Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero para Edificaciones" como una versión en español fiel, autorizada y adaptada a nuestro ámbito de las Normas "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", del Instituto Americano de la Construcción de Acero AISC 1975. Estas comprenden las Normas AISC adoptadas el 12 de febrero de 1969 más sus tres suplementos: el N° 1 del 1 de noviembre de 1970, el N° 2 del 8 de diciembre de 1971 y el N° 3 del 12 de junio de 1974, revisado el 30 de octubre de 1975.

Estas prestigiosas Normas, las cuales resumen la experiencia de muchos años de exitosas prácticas en el taller y en la obra, han tenido ediciones previas en 1923, 1949 y 1961, así como una posterior en noviembre de 1978, que contiene muy pocas variaciones respecto a las aquí presentadas, y se publicaron cuando ya este Articulado había sido concluido. Las Normas AISC 1975 fueron elaboradas por una comisión de 36 especialistas, y divididas en dos partes, dedicándose 26 secciones al diseño elástico y 10 al plástico.

En esta versión, las Generalidades se agrupan en los seis Capítulos de la Parte 1, dieciocho Capítulos constituyen la Parte 2 dedicada al Diseño Elástico, y un solo Capítulo trata la Parte 3 del Diseño Plástico. Salvo esta reorganización del Articulado, cuya equivalencia se precisa en el Comentario, las modificaciones son insignificantes, destacándose entre otras: la agrupación en el Capítulo 14 de los Artículos correspondientes al control de las condiciones de servicio; el empleo sistemático de una notación internacional acorde con las otras normas del Ministerio; la inclusión de un extenso y estudiado vocabulario con sus definiciones en un Apéndice E, así como de un imprescindible Indice Analítico, junto a la incorporación de más figuras y referencias en el Comentario, con todo lo cual se cree haber contribuido a facilitar su interpretación y uso, tanto conceptual como práctico.

Se espera así salvar un importante vacío de nuestra ingeniería estructural, abierto desde la aparición en 1955 de las últimas normas para el

Cálculo de Estructuras Metálicas del entonces Ministerio de Obras Públicas, aportando uno de sus principales reglamentos a la creciente industria de la construcción metálica nacional.

Caracas, 17 de noviembre de 1980.

Por la Comisión de Normas: Nicolás Colmenares, Presidente.
Henrique Arnal
Arnim De Fries
José A. Delgado Ch.
Salomón Epelboim
José Grases
César Hernández
Carmen Lobo de Silva
Joaquín Marín

Texto y adaptación: Profesores Ingenieros Joaquín Marín y José M. Velásquez, de la Universidad Central de Venezuela.

Asesoramiento y revisión: Profesores Ingenieros Antonio Güell, de la Universidad Central de Venezuela, y Oscar De Buen Heredia, de la Universidad Nacional Autónoma de Méjico.

PROLOGO

De acuerdo a lo establecido en la Ley sobre Normas Técnicas y Control de Calidad en su Artículo 15 y dado el convenio firmado entre el Ministerio de Fomento, el Ministerio de Desarrollo Urbano, la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) y el Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad, FONDONORMA, el 4 de marzo de 1980, en el cual se establece que la elaboración de normas se hará en base a un procedimiento único y bajo la coordinación del Ministerio de Fomento.

La Comisión Venezolana de Normas Industriales, COVENIN, en su reunión 4(82)53, del 10-8-82 aprobó la presente norma, una vez concluida su etapa provisional por período de un año incluidas las observaciones que se generaron en este período. Esta norma fue elaborada por la Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano.

ARTICULADO

ANTOLIN MARTINEZ A.
Ing. Civil - C. I. V. 25.062

Í N D I C E

pág.

PARTE 1 G E N E R A L I D A D E S

I N D I C E (continuación) pág.

I N D I C E (continuación) pág.

Í N D I C E (continuación)

Í N D I C E (continuación) pág.

ÍNDICE (continuación) pág.

I N D I C E (continuación)

pág.

ÍNDICE (continuación)

PARTE 1 GENERALIDADES

CAPÍTULO 1 VALIDEZ Y ALCANCE

1.1 Estas Normas establecen los requisitos mínimos para el proyecto, fabricación y construcción de todas las estructuras de acero para edificaciones, así como sus miembros, elementos y uniones, que se proyecten o ejecuten en el territorio nacional.

1.2 Estas Normas se aplicarán tanto a las estructuras, miembros y elementos de acero estructural, unidos con pernos, soldaduras, remaches y/o pasadores, constituidos por secciones laminadas simples y/o compuestas, como a las estructuras y miembros mixtos de acero y concreto. Se excluyen de su dominio de aplicación los perfiles formados en frío.

1.3 Cuando haya conflicto con otras especificaciones a las cuales se hace referencia en este texto, estas Normas privarán en todos los aspectos concernientes al proyecto, fabricación y construcción.

1.4 Cuando sean aplicables, estas Normas también podrán utilizarse en estructuras, miembros, elementos y uniones especiales que no pertenezcan a edificaciones, excepto cuando estén regidos por normas particulares.

1.5 Estas Normas están constituidas por el Articulado y su Comentario, divididos en Capítulos, Artículos, Secciones y Subsecciones, identificados respectivamente con uno a cuatro dígitos. En los comentarios, denotados por las iniciales C-, se encuentran razones, explicaciones adicionales y gráficas que complementan este Articulado y ayudan a la cabal interpretación y uso de estas Normas, incluyéndose una bibliografía general recomendada al final del Capítulo C-1 y referencias especializadas al final de otros Capítulos.

CAPÍTULO 2 NOTACIÓN Y UNIDADES

2.1 GENERALIDADES

La notación utilizada en estas Normas se detalla a continuación y corresponde esencialmente a la contenida en las Normas AISC 1975, salvo las modificaciones impuestas por los criterios de simbología establecidos en las recomendaciones internacionales ACI-CEB-FIP 1970, adoptados por la Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano en 1976. Asimismo, las unidades corresponden al sistema Metro - Kilogramo fuerza - Segundo, utilizándose predominantemente el kilogramo fuerza (kgf) y el centímetro (cm), así como sus combinaciones. Por ejemplo, las tensiones se expresan en kilogramos fuerza sobre centímetro cuadrado (kgf/cm^2).

Los términos y vocablos de este texto que puedan admitir varias acepciones o cuya significación sea poco conocida se interpretarán con el significado que se les asigna en la nomenclatura y lista de definiciones del Apéndice E.

2.2 NOTACION

Cuando hay discrepancia con la notación empleada en las Normas AISC, las siglas originales se anexan entre paréntesis al final de cada definición. La notación particular de los miembros de altura variable linealmente se encuentra en el Artículo D1 del Apéndice D.

A_b = Area nominal del cuerpo de un conector.

A_{bc} = Area del panel de alma en una conexión viga-columna; véase el Comentario C-25.5.

A_c = Area real del ala efectiva de concreto en construcciones mixtas.

A_f = Area del ala en compresión.

A_s = Area de una viga de acero utilizada en construcciones mixtas.

A_{sr} = Area de las armaduras de acero que contribuyen a la acción mixta en las secciones de momento negativo.

A_{st} = Área de la sección transversal de un rigidizador o de un par de éstos.

A_w = Área del alma de una viga.

AISC = "American Institute of Steel Construction" (Instituto Americano de la Construcción de Acero).

ASCE = "American Society of Civil Engineers" (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).

ASTM = "American Society for Testing and Materials" (Sociedad Americana de Ensayos y Materiales).

AWS = "American Welding Society" (Sociedad Americana de la Soldadura).

CCCA = Comité Conjunto del Concreto Armado de Venezuela.

COVENIN = Comisión Venezolana de Normas Industriales.

E = Módulo de elasticidad del acero, igual a 2.1×10^6 kgf/cm^2.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

F = Factor de mayoración de cargas en el diseño plástico.

F_a = Tensión normal admisible de compresión en ausencia de momentos flectores.

F_{as} = Tensión normal admisible de compresión en ausencia de momentos flectores en el caso de arriostramientos y otros miembros secundarios.

F_b = Tensión normal admisible en flexión cuando no existen fuerzas axiales.

F'_b = Tensión admisible en flexión en el ala comprimida de vigas armadas, reducida para vigas híbridas o a causa de elevadas relaciones altura/espesor del alma.

F'_e = Tensión de Euler dividida por un factor de seguridad igual a 23/12, véase Art. 8.1.

F_p = Tensión admisible en aplastamiento.

F_{rf} = Recorrido admisible de tensiones en fatiga (diferencia algebraica entre la tensión máxima y la mínima).

F_t = Tensión normal admisible en tracción.

F_u = Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero utilizado.

F_v = Tensión admisible en corte.

F_y = Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero utilizado. Tal como se emplea en estas Normas, "tensión cedente" denota tanto la tensión mínima especificada para la cual ocurre la cedencia en los aceros elastoplásticos, como la tensión mínima para la cual un material exhibe una desviación especificada de la proporcionalidad elástica en los aceros que no tienen escalón de relajamiento.

F_{yr} = Tensión cedente de las armaduras de acero que contribuyen a la acción mixta en las secciones de momento negativo.

I_{tr} = Momento de inercia de una sección mixta transformada.

L = Longitud real no arriostrada (l).

L_b = Longitud real no arriostrada en el plano de la flexión (l_b).

L_{cr} = Longitud crítica no arriostrada adyacente a una rótula plástica (l_{cr}).

M = Momento flector.

M_m = Momento crítico que puede ser resistido por un miembro diseñado plásticamente en ausencia de carga axial, véase Art. 25.4.

M_p = Momento producido por cargas permanentes (M_D).

M_u = Momento de agotamiento o plástico (M_p).

M_v = Momento producido por cargas variables (M_L).

M_1 = Momento menor en los extremos de una longitud no arriostrada de vigas-columnas.

M_2 = Momento mayor en los extremos de una longitud no arriostrada de vigas-columnas.

P = Carga aplicada.

P_{cr} = $1.70\ A\ F_a$, véase el Artículo 25.4.

P_e = $1.92\ A\ F'_e$.

P_y = Carga axial plástica, igual al área de la sección multiplicada por la tensión cedente mínima especificada.

R = Reacción o carga concentrada transversal aplicada a una viga.

S_{ef} = Módulo de sección efectivo correspondiente a una acción mixta parcial, véase Sección 13.2.2.

S_s = Módulo de sección de las vigas de acero utilizadas en la construcción mixta, referido al borde del ala en tracción.

S_{tr} = Módulo de sección del área transformada de una sección mixta, referido al borde del ala en tracción, véase 13.2.2.

SJI = "Steel Joist Institute" (Instituto de Viguetas de Acero).

T_b = Pretensión especificada de un perno de alta resistencia.

T_{ub} = Resistencia de agotamiento a la tracción de un perno.

V = Fuerza cortante estática en las vigas.

V_{ac} = Fuerza cortante horizontal admisible que resiste un conector de corte, véase la Tabla 13.4 (q).

V_h = Fuerza cortante horizontal total a ser resistida por conectores que trabajan bajo acción mixta completa.

V'_h = Fuerza cortante horizontal total a ser resistida por los conectores que proveen acción mixta parcial, véase el Art. 13.4.

V_u = Fuerza cortante estática producida por la carga de agotamiento en el diseño plástico.

a = Distancia libre entre rigidizadores transversales.

a' = Distancia requerida en los extremos de planchas de cubierta soldadas de longitud parcial para desarrollar las tensiones por flexión en las vigas.

b = Ancho efectivo de placas de concreto; ancho real de los elementos comprimidos rigidizados o sin rigidizar.

b_e = Ancho efectivo de un elemento comprimido rigidizado.

b_f = Ancho del ala de una viga laminada o armada.

c = Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema de una viga.

d = Altura total de una viga. También, diámetro de un rodillo o balancín de apoyo.

d_c = Altura libre del alma de una columna entre los filetes.

d_f = Distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma en un perfil laminado o la distancia equivalente en una sección soldada; véase el Art. 16.5 (k).

d_R = Longitud de contacto de una carga aplicada (N).

f = Carga axial compresora sobre un miembro dividida entre su área efectiva, véase el Apéndice C3.

f_a = Tensión normal calculada en compresión.

f_b = Tensión normal calculada en flexión.

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión.

f_p = Tensión calculada en aplastamiento.

f_t = Tensión normal calculada en tracción.

f_v = Tensión cortante calculada.

f_{vs} = Fuerza cortante por unidad de longitud entre el alma de una viga y sus rigidizadores transversales (kgf/cm lineal de un rigidizador o de una pareja de ellos), véase Sección 12.5.4.

g = Separación transversal entre líneas de conectores.

h = Distancia libre entre las alas de una viga en la sección considerada.

k = Factor de longitud efectiva (K).

k_p = Coeficiente que relaciona la resistencia al pandeo elástico de una plancha con sus dimensiones y condiciones de apoyo (k).

ℓ = Luz (L).

ℓ_c = Longitud de conectores de corte tipo canal, véase la Tabla 13.4 (w).

n_1 = Número de conectores de corte requeridos tal como se establece en el Artículo 13.4 (N_1).

n_2 = Número de conectores de corte requeridos en las cercanías de un punto de inflexión cuando se necesita una separación menor; véase el Artículo 13.4 (N_2).

r = Radio de giro gobernante.

r_b = Radio de giro respecto al eje de flexión considerado.

r_T = Radio de giro de una sección que comprende el ala comprimida y un tercio del área comprimida del alma, calculado respecto a un eje contenido en el plano del alma; véase 7.1.4.6a.

r_y = Radio de giro menor.

s = Separación longitudinal entre conectores sucesivos.

t = Espesor, véase Sección 17.6.2.

t_b = Espesor del ala de una viga en una conexión rígida entre una viga y una columna, véase Art. 16.5.

t_f = Espesor del ala.

t_w = Espesor del alma (t).

Δ = Desplazamiento de la directriz de un miembro cargado medida desde su posición cuando está descargado.

α_b = Coeficiente de flexión que depende del gradiente de momentos, igual a $1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$; véase 7.1.4.6a ($C_b$).

α_m = Coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción de columnas y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes; véase Art. 8.1 (C_m).

α_s = Factor que depende del tipo de rigidizadores transversales; véase la Sección 12.5.4 (D).

β = Relación S_{tr}/S_s o S_{ef}/S_s; véase Art. 13.4.

λ_c = Relación de esbeltez de una columna que separa el dominio del pandeo elástico del inelástico, igual a $6440/\sqrt{F_y}$; véase la Subsección 7.1.3.1 (C_c).

ν = Coeficiente de Poisson, que puede tomarse como 0.3 para el acero.

σ_a = Coeficiente definido y tabulado en la Tabla A1-A (C_a).

σ_{bc} = Relación de la tensión cedente de una viga respecto a la de una columna (C_1).

σ_{cs} = Relación de la tensión cedente de una columna respecto a la de un rigidizador (C_2).

σ_{uc} = Relación de la resistencia de agotamiento a la tracción F_u de un perno respecto a la correspondiente a la parte conectada; véase Sección 17.6.2 (C).

σ_v = Relación de la tensión crítica en el alma, de acuerdo a la teoría elástica del pandeo, respecto a su tensión cortante cedente; véase la Sección 12.5.2 (C_v).

σ_{wf} = Relación de la tensión cedente del alma de una viga híbrida respecto a la de su ala; véase Art. 12.6 (α).

σ_{ws} = Relación de la tensión cedente del acero del alma respecto a la del acero del rigidizador, véase 12.5.4 (Y).

ϕ_a = Relación del área efectiva de la sección transversal de un miembro cargado axialmente respecto a su área total; véase el Apéndice C4 (Q_a).

ϕ_s = Factor de reducción de tensiones normales donde la relación ancho/espesor de elementos no rigidizados excede los valores límites dados en la Sección 11.1.2 (Q_s).

Principales subíndices:

a = Compresión axial.

b = Flexión ("bending"); también viga ("beam").

c = Columna; también concreto.

f = Ala ("flange").

p = Acción o solicitación permanente (D).

s = Rigidizador ("stiffener").

t = Tracción.

tr = Transformado respecto al material acero.

u = Agotamiento resistente (resistencia máxima, última o plastificación completa).

v = Corte; también acción o solicitación variable (L).

w = Alma ("web").

x = Eje de flexión más fuerte o de mayor momento de inercia.

y = Eje de flexión más débil o de menor momento de inercia; también cedencia ("yield").

CAPÍTULO 3 PLANOS Y DIBUJOS

3.1 PLANOS DE PROYECTO

Los planos y los dibujos de proyecto cumplirán las especificaciones del Capítulo 3 de las normas COVENIN-MINDUR 1755, "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero".

Los planos y los dibujos de proyecto mostrarán el diseño completo, con las dimensiones, las secciones y la situación relativa de todos los miembros de la estructura. Los niveles de piso, los centros de las columnas y las excentricidades de sus ejes estarán acotados. Los planos se dibujarán a una escala suficientemente grande como para transferir la información en forma adecuada, no menor de 1/100.

Los planos indicarán el tipo o los tipos de construcción a ser utilizados, tal como se definen en el Capítulo 4. Cuando la preparación adecuada de los planos de taller así lo exija, los planos de proyecto se complementarán con datos tales como los relativos a las cargas, fuerzas axiales, momentos y fuerzas cortantes previstas que han de ser resistidas por todos los miembros y sus conexiones.

Donde las juntas se efectúen con pernos de alta resistencia y se necesite transmitir fuerza cortante entre las partes conectadas, los planos indicarán si el tipo de conexión que ha de suministrarse es de fricción o es de aplastamiento. Cuando se requieran contraflechas en vigas o celosías éstas deberán precisarse en los planos.

3.2 PLANOS DE TALLER

Los planos de taller se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura, y deberán suministrar toda la información necesaria para fabricar las partes que la componen, incluyendo la situación, tipo y dimensiones de todos los remaches, pernos y soldaduras, diferenciando claramente los que serán ejecutados en el taller y los ejecutados en la obra.

Los planos de taller se elaborarán conforme a las prácticas de fabricación más modernas y con las debidas consideraciones a la rapidez y economía en la fabricación y en la construcción, de acuerdo a los requisitos del Capítulo 4 de las normas COVENIN-MINDUR 1755 vigentes.

3.3 PLANOS DE CONSTRUCCIÓN

Los planos de construcción mostrarán la secuencia de construcción y la localización de todos los elementos de la estructura, así como sus dimensiones y marcas para una adecuada identificación. Además, se deberán indicar las cotas de las bases de las columnas, todas las dimensiones necesarias y los detalles para colocar los pernos de anclaje, y cualquier otra información esencial para el montaje de la estructura.

3.4 ANOTACIONES PARA LAS SOLDADURAS

En los planos de proyecto y taller se deberán señalar las juntas o grupos de juntas en las cuales es especialmente importante que se controle cuidadosamente la técnica y la secuencia de soldadura a emplearse, a fin de minimizar la ejecución de soldaduras en condiciones de restricción y evitar distorsiones indebidas.

Las longitudes de soldadura especificadas en estos planos y dibujos se referirán a las longitudes efectivas netas, es decir, excluyendo las imperfecciones de arranque y terminación.

3.5 SIMBOLOGÍA Y NOTACIÓN NORMALIZADAS

Los símbolos para las soldaduras utilizados en los planos de proyecto y taller serán los especificados en las Normas COVENIN 785 "Símbolos de Soldadura" vigentes. Se podrán usar otros símbolos complementarios adecuados, siempre que en los planos o dibujos se suministre una explicación completa de éstos.

A menos que se señale lo contrario, la notación empleada para describir las vigas de acero en celosía será la establecida en la última edición de las Normas "AISC-SJI Standard Specifications for Open Web Steel Joists and Longspan Steel Joists" (Especificaciones Normalizadas AISC-SJI para Vigas en Celosía y Vigas de grandes Luces en Celosía).

CAPÍTULO 4 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN

4.1 DEFINICIONES

Bajo las condiciones que se establecen más adelante, se permiten tres tipos básicos de construcción con sus hipótesis de diseño correspondientes. Cada uno de ellos controlará de una manera específica las dimensiones de los miembros, así como los tipos y resistencia de sus conexiones.

Tipo 1: Este tipo de construcción se designa comúnmente como "estructuración con uniones rígidas" (pórtico rígido o continuo) y se supone que durante las deformaciones de la estructura las conexiones viga-columna tienen la suficiente rigidez como para mantener virtualmente inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.

Tipo 2: Este tipo se designa usualmente como "estructuración con uniones flexibles" (sin restricción o de extremos simplemente apoyados) y supone que, en lo que respecta a las cargas gravitacionales, los extremos de las vigas se conectan únicamente para resistir fuerzas cortantes y están libres de girar bajo las cargas de gravedad.

Tipo 3: Este tipo se designa comúnmente como "estructuración con uniones semirígidas" (parcialmente restringida) y supone que las conexiones de las vigas poseen una capacidad de resistir momentos conocida y confiable, intermedia entre la rigidez de la construcción denominada Tipo 1 y la flexibilidad del Tipo 2.

4.2 HIPÓTESIS Y REQUISITOS PARA EL DISEÑO

Se considerarán los siguientes hipótesis y requisitos para el diseño dependientes del tipo de construcción seleccionado. Además, el diseño de todas las conexiones será compatible con el tipo de construcción señalado en los planos.

4.2.1 La construcción Tipo 1 se permite incondicionalmente en estas Normas y se autorizan dos métodos de diseño diferentes:

1.- Diseño Elástico. Los miembros se dimensionarán para resistir las tensiones producidas por las cargas de servicio previstas, calculadas de a-

cuerdo a la teoría elástica y limitadas por las tensiones admisibles especificadas en el Capítulo 7. En general, las estructuras o sus componentes así diseñados satisfarán los requisitos establecidos en la Parte 2 de estas Normas, la cual comprende los Capítulos 7 a 24.

2.- Diseño Plástico. Los miembros de pórticos continuos o las partes continuas de pórticos se podrán dimensionar basándose en su agotamiento resistente, a fin de soportar las cargas de servicio previstas multiplicadas por los factores de mayoración prescritos, dentro de las limitaciones establecidas en la Parte 3 de estas Normas, tratada en el Capítulo 25.

4.2.2 En estas Normas se permite el Tipo de construcción 2 sometido a las estipulaciones del siguiente párrafo dondequiera que sean aplicables.

En las edificaciones proyectadas como construcción del Tipo 2 (es decir, aquéllas donde las uniones viga-columna no seleccionadas para resistir viento o sismo se consideran como uniones flexibles bajo cargas de gravedad) los momentos debidos al viento o sismo se pueden distribuir entre juntas seleccionadas del pórtico siempre que se satisfagan las siguientes condiciones:

1. Las conexiones y los miembros conectados tienen capacidad para resistir los momentos debidos al viento o sismo.
2. Las vigas son adecuadas para transmitir la carga gravitacional total trabajando como vigas simplemente apoyadas.
3. Las conexiones tienen una capacidad de rotación inelástica suficiente para evitar sobretensiones en los conectores o soldaduras bajo la combinación de carga gravitacional y viento o sismo.

4.2.3 La construcción del Tipo 3 se permitirá únicamente bajo la evidencia de que las conexiones a emplearse son capaces de suministrar, como mínimo, una proporción predecible de la restricción total en el extremo. El dimensionamiento de los miembros principales que se unen mediante tales conexiones se establecerá en base a un grado de restricción en el extremo no mayor que este mínimo.

4.2.4 Las construcciones Tipo 2 y 3 pueden necesitar alguna deformación no elástica de una parte del acero que las compone, limitada por las características de la estructura.

CAPITULO 5 ACCIONES

5.1 ACCIONES PERMANENTES

Las acciones permanentes previstas en el proyecto consistirán del peso propio de la estructura de acero y de todos los materiales que estén permanentemente unidos o soportados por ella, así como de otras cargas o deformaciones de carácter invariable en el tiempo. El peso unitario del acero se tomará como 7850 kgf/m^3.

5.2 ACCIONES VARIABLES

Excepto por lo que se reglamenta particularmente en los Artículos 5.3 y 5.4 de estas Normas, las acciones variables, correspondientes a las sobrecargas que actúan normalmente sobre la estructura con una intensidad variable en el tiempo, tales como la carga viva, otras cargas o deformaciones debidas a la construcción o funcionamiento y a los cambios de temperatura, serán las estipuladas en las "Normas para Cargas y Sobrecargas en Edificios" del Ministerio del Desarrollo Urbano vigentes o, en su defecto, las que sean pertinentes a las condiciones especiales involucradas. Se tomarán en cuenta todas las combinaciones de cargas que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y originen tensiones máximas en los elementos de la estructura.

5.3 IMPACTO

En el caso de estructuras cuyas cargas variables las sometan a impacto, las sobrecargas previstas se incrementarán suficientemente a fin de tomar en cuenta este efecto.

En las vigas de soporte de grúas las sobrecargas se tomarán como las cargas máximas de las ruedas.

De no especificarse de otro modo, los incrementos serán:

- Para apoyos de ascensores 100%
- Para las vigas de sustentación de grúas móviles operadas con cabina y sus conexiones 25%
- Para las vigas de sustentación de grúas móviles operadas mediante controles colgantes y sus conexiones 10%

- Para los apoyos de maquinarias livianas, movidas por motores o por transmisión, no menos de 20%
- Para los apoyos de maquinarias oscilantes o unidades impulsadas a potencia, no menos de 50%
- Para barras de suspensión de pisos y balcones........ 33%

5.4 FUERZAS HORIZONTALES EN LOS CARRILES DE LAS GRÚAS

De no especificarse otra cosa, y a fin de considerar el efecto de los carros móviles, la fuerza lateral en los carriles de las grúas será el 20 por ciento de la suma del peso de la carga levantada más el del carro (pero exceptuándose las otras partes de la grúa). Se supondrá que la fuerza se aplica en el borde superior de los rieles, actuando en uno u otro sentido normal a éstos, y se distribuirá tomando debida cuenta de la rigidez lateral de la estructura que los soporta.

Si no se especifica otra cosa, la fuerza longitudinal se tomará como el 10 por ciento de las cargas máximas en las ruedas de la grúa y se considerará aplicada en el borde superior de los rieles.

5.5 ACCIONES ACCIDENTALES

Se tomarán debidamente en cuenta las acciones accidentales, correspondientes a las sobrecargas ajenas al funcionamiento propio de la estructura y que pueden alcanzar valores significativos sólo en algunos instantes, tales como las debidas al viento, al sismo, o a otras condiciones extraordinarias, tanto durante la construcción como después de terminar la edificación.

5.5.1 ACCIÓN DEL VIENTO

Las cargas y solicitaciones debidas al viento satisfarán los requisitos pertinentes establecidos en las "Normas para Cargas y Sobrecargas en Edificios" del Ministerio del Desarrollo Urbano vigentes.

5.5.2 ACCIÓN DEL SISMO

Las estructuras situadas en localidades donde puedan ocurrir sismos se proyectarán de acuerdo con las "Normas para Construcciones Antisísmicas" del Ministerio del Desarrollo Urbano vigentes.

5.6 CARGAS MÍNIMAS

Para las cargas no contempladas en las normas del Ministerio del Desarrollo Urbano vigentes, se autoriza adoptar los valores mínimos recomendados por otros reglamentos, siempre y cuando se cite su procedencia.

CAPITULO 6 MATERIALES

6.1 ACEROS ESTRUCTURALES

6.1.1 Estas Normas autorizan el uso de los materiales que se ajustan a alguna de las siguientes especificaciones de las Normas ASTM, refiriéndose siempre a su última edición vigente:

- "Structural Steel" (Acero Estructural), ASTM A36;
- "Welded and Seamless Steel Pipe" (Tuberías de Acero Soldado y sin Costuras), ASTM A53, Grado B;
- "High-Strength Low-Alloy Structural Steel" (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación), ASTM A242;
- "High-Strength Low-Alloy Structural Manganese Vanadium Steel" (Acero Estructural al Vanadio y Manganeso de Alta Resistencia y Baja Aleación), ASTM A441;
- "Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes" (Tubos y Perfiles Tubulares de Acero Estructural al Carbono Formados en Frío Soldados y sin Costura), ASTM A500;
- "Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing" (Tubería Estructural de Acero al Carbono Formada en Caliente Soldada y sin Costura), ASTM A501;
- "Structural Steel with 42000 psi Minimum Yield Point" (Acero Estructural con una Tensión Cedente Mínima de 3000 kgf/cm^2), ASTM A529;
- "Hot-Rolled Carbon Steel Sheets and Strip, Structural Quality" (Planchas y Tiras de Acero al Carbono Laminado en Caliente de Calidad Estructural), ASTM A570, Grados D y E;
- "High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality" (Aceros al Columbio-Vanadio de Alta Resistencia y Baja Aleación) de Calidad Estructural, ASTM A572;
- "High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50000 psi Minimum

Yield Point to 4 in. Thick" (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación con una Tensión Cedente Mínima de 3500 kgf/cm^2 hasta 10 cm de Espesor), ASTM A588;

- "High-Yield Strength Quenched and Tempered Alloy Steel Plate, Suitable for Welding" (Plancha de Acero Aleado Templado y Revenido, de Alta Tensión Cedente, adecuada para Soldadura), ASTM A514;
- "Hot-Formed Welded and Seamless High-Strength Low-Alloy Structural Tubing" (Tuberías Estructurales de Alta Resistencia y Baja Aleación formadas en calientes, soldadas y sin costura), ASTM A618;
- "Steel Sheet and Strip, Hot-Rolled and Cold-Rolled, High-Strength, Low-Alloy, with Improved Corrosion Resistance" (Planchas y Tiras Laminadas en Frío y en Caliente de Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación, con Resistencia a la Corrosión Mejorada), ASTM A606;
- "Steel Sheet and Strip, Hot-Rolled and Cold-Rolled, High-Strength, Low-Alloy, Columbium and/or Vanadium", (Planchas y Tiras Laminadas en Frío y en Caliente de Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación al Columbio y/o Vanadio), ASTM A607.

Constituirán evidencia suficiente de conformidad con una de las anteriores especificaciones ASTM, ya sean los informes de ensayos certificados efectuados por la empresa laminadora, o los informes certificados de ensayos efectuados por el fabricante o por un laboratorio de ensayo de materiales, realizados de acuerdo con la Norma ASTM A6 "General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use" (Requisitos generales para planchas de acero laminado, perfiles, tablestacas y barras para uso estructural), o con la A568 "Steel, Carbon and High-Strength Low-Alloy, Hot-Rolled Sheet, Hot-Rolled Strip and Cold-Rolled Sheet, General Requirements" (Requisitos generales para planchas laminadas en caliente, tiras laminadas en caliente y planchas laminadas en frío, de acero al carbono y de alta resistencia y baja aleación), la que sea aplicable, conjuntamente con la especificación correspondiente. Adicionalmente, si se le solicita, el fabricante suministrará un certificado testimoniando que el acero estructural que surte satisface los requisitos del grado especificado.

6.1.2 Siempre que estén libres de imperfecciones superficiales, se podrán usar aceros no identificados para partes de poca importancia o para detalles menores, donde las propiedades físicas exactas del acero y su soldabilidad no afectarían la resistencia de la estructura.

6.2 OTROS METALES

Los aceros colados se ajustarán a la última edición de una de las siguientes especificaciones ASTM:

- "Mild-to-Medium-Strength Carbon-Steel Castings for General Application" (Piezas de Acero Colado al Carbono de Baja a Media Resistencia para Aplicaciones Generales), ASTM A27, Grado 65-35;
- "High-Strength Steel Castings for Structural Purposes" (Piezas de Acero Colado de Alta Resistencia para Aplicaciones Estructurales), ASTM A148;

La presentación de informes de ensayos certificados constituirá una evidencia suficiente de conformidad con las especificaciones.

Las piezas forjadas de acero se ajustarán a una de las siguientes especificaciones ASTM en su última edición:

- "Carbon Steel Forgings for General Industrial Use" (Piezas Forjadas de Acero al Carbono para Uso Industrial General), ASTM A235, Clases C1, F y G. (Las forjaduras de la Clase C1 que han de ser soldadas, se ordenarán según los Requisitos Suplementarios S5 de la Norma A235).
- "Alloy Steel Forgings for General Industrial Use" (Piezas Forjadas de Acero Aleado para Uso Industrial General), ASTM A237, Clase A.

Constituirá una evidencia suficiente de conformidad con las especificaciones la presentación de informes de ensayos certificados.

6.3 REMACHES

Los remaches satisfarán las disposiciones contenidas en la Norma "Specification for Structural Rivets" (Especificaciones para Remaches Estructurales), ASTM A502, Grado 1 o Grado 2, en su última versión.

Una certificación del fabricante constituirá una evidencia suficiente de conformidad con las especificaciones.

6.4 PERNOS

Los pernos de acero de alta resistencia se ajustarán a una de las siguientes especificaciones en su última edición:

- "High Strength Bolts for Structural Steel Joints, Including Suitable Nuts and Plain Hardened Washers" (Pernos de Alta Resistencia para Juntas de Acero Estructural, incluyendo Tuercas Adecuadas y Arandelas Endurecidas Lisas), ASTM A325;
- "Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts for Structural Steel Joints" (Pernos de Acero Aleado Templado y Revenido para Uniones de Acero Estructural), ASTM A490.

Los pernos de otros tipos satisfarán las Normas "Specification for Low-Carbon Steel Externally and Internally Threaded Standard Fasteners" (Especificación para Conectores Normalizados de Acero con Bajo Contenido de Carbono Roscados Externa e Internamente), ASTM A307, en su última edición, los cuales, de aquí en adelante, se designarán como pernos A307.

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones.

6.5 METAL DE APORTE PARA LAS SOLDADURAS

Los electrodos para soldar manualmente mediante el proceso denominado arco metálico protegido se ajustarán a las Normas AWS A5.1 "Specifications for Mild Steel Covered Arc-Welding Electrodes" (Especificaciones para Electrodos de Acero Dulce Recubiertos para Soldaduras de Arco), en su última edición, o a las AWS A5.5 "Specification for Low-Alloy Steel Covered Arc-Welding Electrodes" (Especificaciones para Electrodos de Acero de Baja Aleación Recubiertos para Soldaduras de Arco) vigentes.

Los electrodos descubiertos y el fundente granular empleados en el proceso de arco sumergido se ajustarán a las clasificaciones F60 ó F70 para fundentes establecidas de las Normas AWS A5.17, "Specifications for Bare Mild Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding" (Especificaciones para Electrodos Descubiertos de Acero Dulce y Fundentes para Sol-

dadura por Arco Sumergido), en su última edición, o a los requisitos del Artículo 18.3 de estas Normas.

Los electrodos E60S o E70S utilizados en el procedimiento denominado arco metálico con gas se ajustarán a las Normas AWS A5.18, "Specification for Mild Steel Electrodes for Gas Metal-Arc Welding" (Especificaciones para Electrodos de Acero Dulce para Soldar mediante Arco Metálico con Gas) vigentes, o a los requisitos del Artículo 18.3 de estas Normas. Los electrodos E60T o E70T empleados en el procedimiento de arco con núcleo fundente se ajustarán a las Normas AWS A5.20, "Specifications for Mild Steel Electrodes for Flux-Cored-Arc Welding" (Especificaciones para Electrodos de Acero Dulce para Soldar mediante Arco con Núcleo Fundente) en su última versión, o a los requisitos establecidos en el Artículo 18.3.

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones.

6.6 CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO

Los conectores de corte tipo espárrago de acero se ajustarán a los requisitos 4.22 y 4.27 de las Normas AWS D1.1-72, "AWS Structural Welding Code".

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con las especificaciones.

PARTE 2 DISEÑO ELÁSTICO

CAPÍTULO 7 TENSIONES ADMISIBLES

Excepto por lo que se especifica en los Capítulos 8, 9, 12, 13 y 25, todos los componentes de la estructura se dimensionarán de tal manera que las tensiones, en kilogramos-fuerza sobre centímetro cuadrado (kgf/cm^2), no excedan los valores especificados en este Capítulo, salvo por el redondeo que se efectúa en el Apéndice A, donde se encuentran tabulados los valores numéricos correspondientes a varias calidades de acero. En el Apéndice D se reglamentan las tensiones admisibles en los miembros con almas de altura linealmente variable.

7.1 ACERO ESTRUCTURAL

7.1.1 TRACCIÓN

La tensión admisible en la sección neta de los miembros sometidos a tracción axial, excepto si atraviesa un agujero para pasador, será:

$$F_t = 0.60\ F_y$$

pero no superior a 0.5 veces la resistencia mínima especificada del acero a la tracción F_u.

En la sección neta a través de los agujeros de las barras con pasadores, de las planchas o de los miembros compuestos conectados con pasadores, la tensión admisible en tracción axial será:

$$F_t = 0.45\ F_y$$

Las tensiones admisibles de tracción en las partes roscadas se encuentran en la Tabla 7.2.1.

7.1.2 FUERZA CORTANTE

La tensión cortante admisible en la sección total será:

$$F_v = 0.40\ F_y$$

Para el cálculo de las tensiones cortantes, la sección total de los perfiles laminados y fabricados puede tomarse como el producto de la al-

tura total multiplicada por el espesor del alma; véase el Capítulo 12 para la reducción requerida en las almas delgadas. Por otra parte, en el Comentario C-7.1.2 se discute el caso de las tensiones cortantes elevadas que aparecen en las conexiones rígidas de los miembros cuyas almas están en un mismo plano.

7.1.3 COMPRESIÓN

- 7.1.3.1 La tensión admisible en la sección total de los miembros comprimidos axialmente cuyas secciones transversales cumplen los requisitos del Capítulo 11 y en los que kL/r es menor que λ_c, será:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2\,\lambda_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3\,(kL/r)}{8\,\lambda_c} - \frac{(kL/r)^3}{8\,\lambda_c^3}} \qquad (7\text{-}1)$$

donde kL/r es la mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento no arriostrado, tal como se define en el Capítulo 10, y λ_c es la relación de esbeltez de columnas que separa el pandeo elástico del inelástico, la cual se establece como:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2\,\pi^2\,E}{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{F_y}}$$

= 108,6 para Conduven.

- 7.1.3.2 La tensión admisible en la sección total de los miembros comprimidos axialmente cuando kL/r excede a λ_c será:

$$F_a = \frac{12\,\pi^2\,E}{23\,(kL/r)^2} = \frac{10.8 \times 10^6}{(kL/r)^2} \qquad (7\text{-}2)$$

- 7.1.3.3 En la sección total de los miembros secundarios y de arriostramiento comprimidos axialmente, cuando L/r excede 120 :

$$F_{as} = \frac{F_a}{1.6 - \frac{L}{200\,r}} \qquad (7\text{-}3)$$

donde F_a se calculará con la Fórmula (7-1) o la (7-2) tomando k igual a la unidad.

-7.1.3.4 En el área total de los rigidizadores de vigas armadas:

$$F_a = 0.60\ F_y$$

-7.1.3.5 En el borde del filete del alma de perfiles laminados (para el aplastamiento local véase el Artículo 12.10):

$$F_a = 0.75\ F_y$$

7.1.4 FLEXIÓN

-7.1.4.1 En el caso de tracciones y compresiones en las fibras extremas de los miembros compactos laminados o compuestos (excepto en las vigas híbridas, vigas de altura variable y miembros en los que se utilice acero A514), simétricos respecto al plano de su eje de inercia menor y cargados en ese plano, y que satisfagan los requisitos de esta Sección, la tensión admisible será:

$$F_b = 0.66\ F_y$$

Para que un miembro esté comprendido en esta Sección tendrá que cumplir las siguientes condiciones:

- a. Las alas estarán conectadas al alma, o a las almas, en forma continua.

- b. La relación ancho/espesor de los elementos salientes del ala comprimida que no estén rigidizados, tal como se define en la Sección 11.1.1, no excederá de $550/\sqrt{F_y}$.

- c. La relación ancho/espesor de los elementos rigidizados del ala comprimida, tal como se define en la Sección 11.2.1, no será superior a $1600/\sqrt{F_y}$.

- d. La relación altura/espesor del alma, o de las almas, no excederá el valor calculado con una de las fórmulas siguientes, según la que sea aplicable:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.75 \frac{f_a}{F_y}\right) \quad \text{cuando } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16 \qquad (7\text{-}4a)$$

$$\frac{d}{t_w} = 2150/\sqrt{F_y} \quad \text{cuando } \frac{f_a}{F_y} > 0.16 \qquad (7\text{-}4b)$$

- e. La longitud (en centímetros) no soportada lateralmente del ala comprimida de miembros que no sean secciones en cajón no excederá de $640\ b_f/\sqrt{F_y}$ ni de $14 \times 10^5/((d/A_f)F_y)$.

- f. La longitud (en centímetros) no soportada lateralmente del ala comprimida de un miembro con sección rectangular en cajón, cuya altura no sea más de 6 veces el ancho y cuyo espesor del ala no sea más de 2 veces el espesor del alma, no será superior a:

$$\left(137000 + 84000 \frac{M_1}{M_2} \right) \frac{b}{F_y}$$

excepto que no necesita ser inferior a $84000\ (b/F_y)$.

Salvo en las vigas híbridas y en los miembros de acero A514, las vigas (inclusive los miembros diseñados suponiendo una acción mixta) que satisfacen los requisitos establecidos en los subpárrafos a al f anteriores, y son continuas sobre sus apoyos o están conectadas rígidamente a las columnas por medio de remaches, pernos de alta resistencia o soldaduras, pueden ser dimensionadas para 0.9 de los momentos negativos producidos por cargas gravitacionales, que sean máximos en las secciones de apoyo, y siempre que para tales miembros el máximo momento positivo se incremente en 0.1 del valor promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se aplicará a los momentos producidos por cargas sobre voladizos. Si el momento negativo es resistido por una columna rígidamente unida a una viga, la reducción del 0.1 se puede utilizar para dimensionar la columna en flexocompresión, siempre que la tensión f_a, debida a cualquier carga axial concurrente sobre el miembro, no exceda de $0.15\ F_a$.

-7.1.4.2 Con excepción de las vigas híbridas y los miembros de acero A514, los miembros que cumplen los requisitos de la Sección 7.1.4.1, pero en los que la relación $b_f/2t_f$ supera a $550/\sqrt{F_y}$ sin llegar a $800/\sqrt{F_y}$, se diseñarán con una tensión admisible en flexión de:

$$F_b = F_y \left[0.792 - 0.00024 \left(\frac{b_f}{2\ t_f}\right) \sqrt{F_y} \right] \qquad (7\text{-}5a)$$

-7.1.4.3 En el caso de tracciones y compresiones en las fibras extremas de miembros que no sean de acero A514, en forma de I o H doblemente simé-

tricos que satisfagan los requisitos de la Sección 7.1.4.1, subpárrafos a y b, y que estén flectados alrededor de su eje de inercia menor; en barras macizas cuadradas y redondas y en secciones macizas rectangulares flectadas alrededor de sus ejes más débiles:

$$F_b = 0.75\ F_y$$

Los miembros en forma de I o H doblemente simétricos flectados alrededor de sus ejes de inercia menor (salvo vigas híbridas y miembros de acero A514), que satisfagan los requisitos del subpárrafo a de la Sección 7.1.4.1, en los que la relación $b_f/2t_f$ supera a $550/\sqrt{F_y}$ sin llegar a $800/\sqrt{F_y}$, pueden diseñarse con una tensión admisible en flexión de:

$$F_b = F_y \left[1.075 - 0.00060 \left(\frac{b_f}{2\ t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \qquad (7\text{-}5b)$$

-7.1.4.4 En el caso de tracciones y compresiones en las fibras extremas de miembros tipo cajón sometidos a flexión, cuyas relaciones ancho/espesor de sus alas comprimidas o de sus almas no cumplan los requisitos de la Sección 7.1.4.1, pero sí los del Capítulo 11:

$$F_b = 0.60\ F_y$$

El pandeo lateral torsional no necesita ser investigado para secciones en cajón cuya altura sea menor de 6 veces su ancho. Los requisitos de soporte lateral para secciones en cajón con mayores relaciones de altura respecto al ancho se determinarán mediante un análisis especial.

-7.1.4.5 En los miembros sometidos a flexión no comprendidos en las Secciones 7.1.4.1, 7.1.4.2, 7.1.4.3 o 7.1.4.4, la tensión de tracción admisible en las fibras extremas será:

$$F_b = 0.60\ F_y$$

-7.1.4.6a En el caso de compresiones en las fibras extremas de miembros sometidos a flexión incluidos en la Sección 7.1.4.5 y que cumplen los requisitos de la 11.1.2, con un eje de simetría en el plano de sus almas y cargados en él, así como en el caso de compresiones en las fibras extremas de perfiles en canal (en forma de C) flectados alrededor de su eje de inercia mayor, la tensión admisible será la correspondiente al mayor valor calculado con las Fórmu-

las (7-6a) o (7-6b) y (7-7), según sean aplicables (a menos que un valor mayor pueda justificarse en base a un análisis más preciso -para otros procedimientos véase el Apéndice D y los Comentarios C-7.1.4.5 y C-7.1.4.6 en sus últimos dos párrafos-), pero sin exceder de 0.60 F_y. Para las secciones en canal sólo es válida la Fórmula (7-7). Además, para las tensiones en las alas de las vigas armadas existen limitaciones adicionales que se establecen en el Capítulo 12.

Cuando $2700 \sqrt{\alpha_b/F_y} \leq L/r_T \leq 6000 \sqrt{\alpha_b/F_y}$:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{108 \times 10^6 \alpha_b} \right] F_y \qquad (7\text{-}6a)$$

Cuando $L/r_T \geq 6000 \sqrt{\alpha_b/F_y}$:

$$F_b = \frac{12 \times 10^6 \alpha_b}{(L/r_T)^2} \qquad (7\text{-}6b)$$

O, cuando el ala comprimida es maciza y de sección aproximadamente rectangular, y su área no es menor que la del ala traccionada:

$$F_b = \frac{0.84 \times 10^6 \alpha_b}{L\, d\, /\, A_f} \qquad (7\text{-}7)$$

En las fórmulas anteriores:

L = distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del ala comprimida. Para voladizos arriostrados contra torcimientos sólo en el apoyo, L se puede tomar conservadoramente como la longitud real;

r_T = radio de giro de una sección que comprende el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, tomado respecto a un eje contenido en el plano del alma;

A_f = área del ala comprimida;

α_b = $1.75 + 1.05\,(M_1/M_2) + 0.3\,(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

donde M_1 y M_2 son respectivamente los momentos flectores menor y mayor en

los extremos de la longitud no arriostrada, tomados respecto al eje de mayor momento de inercia del miembro, y donde el cociente de los momentos extremos M_1/M_2 será positivo cuando tengan el mismo signo (la flexión es de doble curvatura), y negativo cuando tengan signos opuestos (la flexión es de una sola curvatura). Cuando el momento flector en cualquier sección dentro de la distancia no arriostrada sea mayor que los momentos en ambos extremos, el valor de α_b se tomará como la unidad. Cuando se evalúen F_{bx} y F_{by} para ser utilizados en la Fórmula (8-1a), α_b se calculará con la fórmula anterior en los pórticos no arriostrados y se tomará como la unidad en los arriostrados.

En todos los casos, incluyendo las vigas en voladizo, este coeficiente puede tomarse conservadoramente como la unidad, (para valores menores véase la Figura A1 del Apéndice A y para valores mayores en vigas en voladizo véase la Referencia del Comentario C-7.1.4.6).

En vigas armadas híbridas, en las Fórmulas (7-6a) y (7-6b) se tomará F_y igual a la tensión cedente del ala comprimida y no se aplicará la Fórmula (7-7).

-7.1.4.6b En el caso de compresiones en las fibras extremas de los miembros sometidos a flexión incluidos en la Sección 7.1.4.5 y que cumplen los requisitos de la 11.1.2, pero que no están incluidos en la 7.1.4.6a, la tensión admisible en flexión será:

$$F_b = 0.60\ F_y$$

siempre que las secciones flectadas alrededor de su eje principal de mayor momento de inercia estén arriostradas lateralmente en la región comprimida a intervalos no superiores a $640\ b_f/\sqrt{F_y}$ centímetros.

7.1.5 APLASTAMIENTO EN EL ÁREA DE CONTACTO

-7.1.5.1 La tensión admisible de aplastamiento en las superficies precisamente planas (véase el Comentario C-7.1.5.1), en los pasadores colocados en los agujeros escariados, taladrados o perforados, y en los extremos de los rigidizadores de apoyo será:

$$F_p = 0.90\ F_y$$

donde F_y se tomará como la menor tensión cedente si las partes en contac-

to son de diferentes calidades de acero.

-7.1.5.2 En los rodillos de las juntas de dilatación y en los balancines:

$$F_p = (F_y - 910)\ d\ /\ 30$$

en kilogramos fuerza sobre centímetro lineal (kgf/cm), donde d es el diámetro en centímetros del rodillo o balancín.

7.2 REMACHES, PERNOS Y PARTES ROSCADAS

7.2.1 TRACCION Y CORTE

Las tensiones admisibles a tracción y corte en remaches, pernos y partes roscadas serán las especificadas en la Tabla 7.2.1. Los valores tabulados están en kgf/cm^2 y se refieren al área de los remaches antes de aplastarlos o al área de los pernos y partes roscadas en el cuerpo sin rosca, excepto cuando se indique lo contrario.

Los pernos de alta resistencia destinados a soportar cargas aplicadas por medio de tracción directa se dimensionarán de tal manera que el promedio de sus tensiones de tracción, calculadas en base al área nominal del perno e independientemente de cualquier fuerza de apriete inicial, no exceda las tensiones admisibles apropiadas que se establecen en la Tabla 7.2.1. La carga aplicada será la suma de la carga externa más cualquier tracción resultante del apalancamiento producido por las deformaciones de las partes conectadas.

TABLA 7.2.1 Tensiones Admisibles en Remaches, Pernos y Partes Roscadas (kgf/cm^2)

Tipo de conector	Tracción (F_t)	Corte (F_v)	
		Conexión por	
		Fricción	Aplastamiento
Remaches A502, Grado 1, remachados en caliente	1400	----	1050
Remaches A502, Grado 2, remachados en caliente	1900	----	1400
Pernos A307	1400 [1]	----	700
Partes roscadas de acero [3] que cumplan los requisitos del Art. 6.1..	0.60 F_y[1]	----	0.30 F_y
Pernos A325, cuando la rosca no está excluida en los planos de corte	2800 [2]	1050	1050
Pernos A325, cuando la rosca sí está excluida en los planos de corte	2800 [2]	1050	1550
Pernos A490, cuando la rosca no está excluida en los planos de corte............................	3800 [2,4]	1400	1580
Pernos A490, cuando la rosca sí está excluida en los planos de corte	3800 [2,4]	1400	2250

1 Se aplica a un área de tensiones de tracción igual a $0.7854\ (D - \frac{0.9743}{n})^2\ cm^2$, donde D es el diámetro mayor de la rosca en cm y n es el número de vueltas por centímetro.

2 Se aplica al área nominal del perno.

3 Puesto que el área nominal de una barra recalcada es menor que el área sometida a tensiones, la primera controlará.

4 Únicamente bajo cargas estáticas.

7.2.2 APLASTAMIENTO

La tensión admisible de aplastamiento en el área proyectada de los remaches y de los pernos en conexiones de aplastamiento será:

$$F_p = 1.35\ F_y$$

donde F_y es la tensión cedente de la parte conectada. (En las conexiones de fricción ejecutadas con pernos A325 o A490 las tensiones de aplastamiento no se limitan).

7.3 SOLDADURAS

Excepto por las modificaciones que se establecen en el Capítulo 9, las soldaduras se dimensionarán para satisfacer los requisitos de tensiones que se suministran en la Tabla 7.3.

TABLA 7.3 Tensiones Admisibles en las Soldaduras

Tipo de Soldadura y Estado Tensional [1]	Tensión Admisible	Nivel de Resistencia requerido en la Soldadura [2,3]
Soldaduras de Ranura de Penetración Completa		
Tracción normal al área efectiva	La del metal base	Úsese un metal de aporte compatible; véase la Tabla 18.2.
Compresión normal al área efectiva	La del metal base	Puede usarse un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura	La del metal base	
Corte en el área efectiva	0.3 F_u (metal de aporte [6]); Tensión en metal base ≤ 0.4 F_y(metal base).	---
Soldadura de Ranura de Penetración Parcial [4]		
Compresión normal al área efectiva	La del metal base	Puede usarse un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura [5]	La del metal base	
Corte paralelo al eje de la soldadura	0.3 F_u (metal de aporte [6]); Tensión en metal base ≤ 0.4 F_y(metal base).	
Tracción normal al área efectiva	0.3 F_u (metal de aporte [6]); Tensión en metal base ≤0.6 F_y(metal base).	
Soldadura de Filete		
Tensión en el área efectiva	0.3 F_u (metal de aporte [6]); Tensión en metal base ≤0.4 F_y(metal base).	Puede usarse un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible.

Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura [5]	La del metal base	Puede usarse un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible.
Soldaduras de Tapón y Canal		
Corte paralelo a las superficies en contacto (en el área efectiva)	0.3 F_u (metal de aporte [6]); Tensión en metal base $\leq$0.4 F_y (metal base).	Puede usarse un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible.

1 Para la definición de lo que se entiende por área efectiva véase el Artículo 15.7.

2 Los metales de aporte compatibles se establecen en la Tabla 18.2.

3 Se permite emplear un metal de aporte con un nivel de resistencia inmediato superior al del metal de aporte compatible.

4 Véase el Artículo 12.8 para una limitación en el uso de las juntas ejecutadas con soldadura de ranura de penetración parcial.

5 Las soldaduras de filete y de ranura de penetración parcial que unen los elementos componentes de miembros compuestos, tales como las conexiones ala-alma, se pueden diseñar sin considerar las tensiones de tracción o compresión paralelas al eje de la soldadura que hay en estos elementos.

6 F_u (metal de aporte) significa la resistencia nominal a la tracción del metal de aporte antes de colocarlo.

7.4 ACERO COLADO Y FORJAS DE ACERO

Las tensiones admisibles son las mismas que las especificadas en el Artículo 7.1, donde sean aplicables.

7.5 APLASTAMIENTO SOBRE MAMPOSTERÍA

En ausencia de reglamentaciones referentes a las tensiones admisibles sobre mampostería se aplicarán las siguientes:

- Sobre piedras areniscas y calizas .... $F_p = 28\ kgf/cm^2$
- Sobre ladrillos unidos por morteros de cemento. $F_p = 18\ kgf/cm^2$
- Sobre el área total de un apoyo de concreto ... $F_p = 0.35\ f'_c$
- Sobre menos del área total de un apoyo de concreto:

$$F_p = 0.35\ f'_c \sqrt{A_2/A_1} \leq 0.7\ f'_c$$

donde f'_c = resistencia especificada del concreto a la compresión;

A_1 = área de contacto; A_2 = área del concreto.

7.6 TENSIONES OCASIONADAS POR VIENTOS O SISMOS

Las tensiones admisibles pueden incrementarse en una tercera parte sobre los valores antes especificados cuando son debidas a cargas de viento o sismo, actuando solas o en combinación con las cargas permanentes y variables de diseño, siempre que la sección requerida así calculada no sea menor que la que se precise considerando las cargas permanentes, variables y las de impacto, si éstas existen, calculadas sin el incremento de un tercio, y siempre que no se exija otra manera de calcular las tensiones en base a factores de reducción aplicados a las combinaciones de cargas de diseño. Lo anterior no se aplica a los recorridos admisibles de tensiones dispuestos en el Apéndice B.

CAPÍTULO 8 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

8.1 FLEXOCOMPRESION

Los miembros sometidos a tensiones debidas a compresión axial y a flexión simultáneas se dimensionarán para satisfacer los siguientes requisitos:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{\alpha_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{\alpha_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0 \qquad (8\text{-}1a)$$

$$\frac{f_a}{0.60\ F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad (8\text{-}1b)$$

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$, se puede usar la Fórmula (8-2) en lugar de las Fórmulas (8-1a) y (8-1b):

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad (8\text{-}2)$$

En estas fórmulas los segundos subíndices x e y indican los ejes de flexión alrededor de los cuales se calculan las tensiones y las variables que a continuación se definen:

F_a = Tensión normal de compresión que se permitiría si existiese únicamente fuerza axial.

F_b = Tensión normal de compresión debida a la flexión que se permitiría si existiesen únicamente momentos flectores.

$F'_e = \dfrac{10.8 \times 10^6}{(k\ L_b/r_b)^2}$ En esta expresión, L_b es la longitud real no arriostrada EN EL PLANO DE LA FLEXION, r_b es su correspondiente radio de giro y k es el factor de longitud efectiva en dicho plano. Tal como se puede hacer con F_a, F_b y $0.6\ F_y$, F'_e se puede incrementar en un tercio de acuerdo con el Artículo 7.6.

f_a = Tensión normal calculada de compresión debida a la carga axial.

f_b = Tensión normal calculada de compresión debida a la flexión.

α_m = Coeficiente cuyo valor se determinará como sigue:

1. Para miembros comprimidos pertenecientes a pórticos no arriostrados lateralmente, $\alpha_m = 0.85$.

2. Para miembros comprimidos restringidos pertenecientes a pórticos arriostrados lateralmente y no sometidos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de la flexión:

$$\alpha_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

donde M_1/M_2 es la relación del momento en el extremo de valor menor respecto al de valor mayor, entendiéndose por extremos las secciones que delimitan la parte del miembro no arriostrada en el plano de la flexión que se considera. El cociente M_1/M_2 es positivo cuando se trata de miembros flectados en doble curvatura, es decir, con un punto de inflexión interno, y negativo cuando la curvatura es simple, o sea cuando no existe un punto de inflexión interior.

3. Para miembros comprimidos pertenecientes a pórticos arriostrados en el plano de flexión y sometidos a cargas transversales entre sus apoyos, el valor de α_m se puede determinar mediante un método racional de análisis. Sin embargo, en lugar de tal análisis se pueden utilizar los siguientes valores:

(a) $\alpha_m = 0.85$ si los extremos están restringidos;

(b) $\alpha_m = 1.0$ si los extremos están articulados.

8.2 FLEXOTRACCIÓN

Los miembros sometidos a tensiones debidas a tracción axial y a flexión simultáneas, se dimensionarán en todas sus secciones para satisfacer los requisitos de la Fórmula (8-1b), donde f_b es la tensión normal de tracción calculada debida a la flexión. Sin embargo, la tensión normal de compresión calculada debida a la flexión, considerada aisladamente, no excederá el valor aplicable según la Sección 7.1.4.

8.3 FUERZA CORTANTE Y TRACCION

Los remaches y pernos sometidos a fuerza cortante y tracción combinadas se dimensionarán de manera que las tensiones de tracción, en kilogramos-fuerza sobre centímetro cuadrado, producidas por las fuerzas aplicadas a las partes conectadas, no excedan las siguientes tensiones admisibles:

Para remaches A502 Grado 1 .... $F_t = 2000 - 1.6\ f_v \leq 1400$ kgf/cm²

Para remaches A502 Grado 2 .... $F_t = 2700 - 1.6\ f_v \leq 1900$

Para pernos A307
(aplicada al área tensionada) .... $F_t = 2000 - 1.6\ f_v \leq 1400$

Para pernos A325 en conexiones de
aplastamiento .... $F_t = 3500 - 1.6\ f_v \leq 2800$

Para pernos A490 en conexiones de
aplastamiento .... $F_t = 4900 - 1.6\ f_v \leq 3800$

donde f_v, la tensión cortante producida por las mismas fuerzas, no excederá las tensiones cortantes admisibles especificadas en el Artículo 7.2. Cuando las tensiones admisibles se incrementen por viento o sismo según el Artículo 7.6, las constantes de las fórmulas anteriores se incrementarán en un tercio, pero no así el factor 1.6.

Para los pernos que se utilicen en las conexiones de fricción, las tensiones cortantes establecidas en el Artículo 7.2 se reducirán de tal manera que:

Para pernos A325 .... $F_v \leq 1050(1 - f_t A_b/T_b)$

Para pernos A490 .... $F_v \leq 1400(1 - f_t A_b/T_b)$

donde f_t es la tensión de tracción promedio debida a una carga directa aplicada a todos los pernos de la conexión y T_b es la carga de pretensión especificada en el perno. Cuando las tensiones admisibles se incrementen por viento o sismo según el Art. 7.6, el coeficiente 1 en las expresiones anteriores será substituido por 1.33.

CAPÍTULO 9 MIEMBROS Y CONEXIONES SOMETIDOS A VARIACIONES REPETIDAS DE TENSIONES (FATIGA)

9.1 GENERALIDADES

En estas Normas se entiende por fatiga el daño que puede conducir a la fractura luego de un suficiente número de fluctuaciones en las tensiones. Se define como "recorrido" de las tensiones a la magnitud de estas fluctuaciones. Cuando haya inversión de tensiones, su recorrido se calculará como la suma de los valores absolutos de las tensiones repetitivas máximas en tracción y compresión, o la suma de las tensiones cortantes máximas en direcciones opuestas en un punto dado, resultantes de considerar diferentes posiciones de la carga variable.

En los edificios convencionales pocos miembros o conexiones necesitan ser dimensionados para fatiga, puesto que la mayoría de los cambios de carga en tales estructuras ocurre sólo un pequeño número de veces o produce únicamente fluctuaciones de tensiones de poca importancia. Además, la circunstancia de que actúen en su totalidad las cargas de diseño para viento o sismo es demasiado infrecuente como para justificar consideraciones de fatiga en el proyecto. Sin embargo, los carriles de las grúas y las estructuras que soportan máquinas y equipos están sometidas frecuentemente a condiciones de carga que pueden ocasionar fatiga.

9.2 DISEÑO PARA FATIGA

Los miembros y sus conexiones que estén sometidos a cargas de fatiga, tal como se definen en el Apéndice B, se dimensionarán para satisfacer las limitaciones del recorrido de tensiones que allí se especifican.

CAPÍTULO 10 ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ

10.1 GENERALIDADES

Las estructuras de acero deberán proyectarse de tal forma que se garantice tanto su estabilidad general como la de cada uno de sus elementos comprimidos.

Al determinar la relación de esbeltez de un miembro comprimido axialmente, excepto en los casos especificados en la Sección 7.1.3.3, la longitud se tomará como su longitud efectiva kL y r como el correspondiente radio de giro.

10.2 DESPLAZABILIDAD IMPEDIDA

En los pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, a muros estructurales, a una estructura adyacente con suficiente estabilidad lateral, o a entrepisos o cubiertas de techos sujetos horizontalmente mediante muros o sistemas de arriostramiento paralelos al plano del pórtico, así como en las celosías, el factor de longitud efectiva k para los miembros comprimidos se tomará como la unidad, a menos que un análisis más preciso demuestre que se puede utilizar un valor menor.

10.3 DESPLAZABILIDAD PERMITIDA

En los pórticos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de las vigas y columnas rígidamente conectadas, la longitud efectiva kL de los miembros comprimidos se determinará por un método racional, y no será inferior a la longitud no arriostrada real.

10.4 MÁXIMAS RELACIONES DE ESBELTEZ

Las relaciones de esbeltez kL/r de los miembros comprimidos no excederán de 200.

Las relaciones de esbeltez L/r, de los miembros traccionados distintos a las barras, preferiblemente no superarán los siguientes valores:

- Para miembros principales 240
- Para arriostramientos y otros miembros secundarios ... 300

CAPÍTULO 11 RELACIONES ANCHO/ESPESOR

11.1 ELEMENTOS COMPRIMIDOS NO RIGIDIZADOS

11.1.1 Se entiende por elementos comprimidos no rigidizados aquéllos que tienen un borde libre paralelo a la dirección de las tensiones de compresión. El ancho de las planchas no rigidizadas se tomará como la distancia desde el borde libre hasta la primera fila de conectores o soldaduras. En el caso de las alas de secciones angulares, en canal y en zeta, y en las almas de las secciones te, el ancho se tomará como la dimensión nominal total. Para las alas de las secciones I o T el ancho se tomará como la mitad del ancho nominal total. En alas de espesor variable, el espesor de cálculo será el correspondiente a la sección media entre el borde libre y la cara del alma adyacente.

11.1.2 Los elementos no rigidizados sometidos a compresión axial, o a compresión debida a la flexión, se considerarán como plenamente efectivos cuando la relación del ancho respecto al espesor no sea mayor que los siguientes valores:

- En ángulos simples y en ángulos dobles con separadores .... $640/\sqrt{F_y}$
- En ángulos dobles en contacto; en ángulos o planchas que sobresalgan de vigas, columnas u otros miembros comprimidos; en alas comprimidas de vigas y en los rigidizadores de las vigas armadas .... $800/\sqrt{F_y}$
- En las almas de las tes .... $1060/\sqrt{F_y}$

Cuando la relación ancho/espesor real excede estos valores, las tensiones de diseño serán controladas por las disposiciones del Apéndice C.

11.2 ELEMENTOS COMPRIMIDOS RIGIDIZADOS

11.2.1 Se entiende por elementos comprimidos rigidizados aquéllos que tienen soporte lateral a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de las tensiones de compresión. El ancho de estos elementos se tomará como la distancia entre las líneas más cercanas de conectores o soldaduras, o en-

tre los orígenes de las alas en el caso de las secciones laminadas.

11.2.2 Los elementos rigidizados sometidos a compresión axial, o a compresión uniforme debida a la flexión, tal como en el caso del ala de un miembro en flexión, se considerarán plenamente efectivos cuando la relación del ancho respecto al espesor no sea mayor que los siguientes valores:

- En las alas de secciones en cajón cuadradas o rectangulares de espesor uniforme .... $2000/\sqrt{F_y}$
- En los anchos no soportados de planchas de cubierta perforadas con una sucesión de agujeros de acceso (se considera el área neta correspondiente a la sección donde el agujero es más ancho como base para calcular la tensión de compresión) .... $2660/\sqrt{F_y}$
- En todos los demás elementos rigidizados comprimidos uniformemente .... $2120/\sqrt{F_y}$

Excepto en el caso de planchas de cubierta perforadas, cuando la relación ancho/espesor real supera estos valores el diseño será controlado por las disposiciones del Apéndice C.

Las almas de los miembros sometidos a flexión se tratan en los Artículos 12.2 y 12.6 y no están comprendidas en las disposiciones de esta Sección.

CAPÍTULO 12 VIGAS ARMADAS Y VIGAS LAMINADAS

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán a las vigas cuyas secciones están constituidas por un solo perfil laminado y a las vigas armadas, denominándose así aquéllas cuyas secciones están compuestas por dos planchas de acero que forman sus alas, unidas a una plancha de una sola pieza que constituye el alma, añadiéndose rigidizadores a uno o ambos lados del alma donde se necesiten. Si las alas y las almas de las vigas armadas son de distintas calidades de acero se designan como "vigas híbridas". Las restantes vigas compuestas se tratan en el Capítulo 19.

12.1 DIMENSIONES

Las vigas armadas soldadas o remachadas, las vigas con planchas de cubierta y las vigas laminadas o soldadas, se diseñarán en general con el momento de inercia de la sección total, la cual se define en el Capítulo 15. No se efectuará ninguna reducción por los agujeros de los pernos o remaches ejecutados en el taller o en la obra en una u otra ala. No obstante, en los casos donde tal disminución del área de una u otra ala, calculada de acuerdo a las disposiciones del Art. 15.3, exceda el 15 por ciento del área total del ala, deberá deducirse el exceso superior a este 15%.

Las vigas híbridas se pueden dimensionar con el momento de inercia de su sección total, de acuerdo a las disposiciones aplicables de este Capítulo, siempre y cuando no se requiera que resistan una fuerza axial mayor del valor resultante de multiplicar $0.15\ F_y$ por el área de la sección total, donde F_y es la tensión cedente del material del ala. No se impone ninguna limitación a las tensiones en el alma producidas por el momento flector aplicado para el cual se diseña una viga híbrida, salvo lo especificado en el Capítulo 9 y en el Apéndice B. Para que una viga pueda considerarse como híbrida, las alas de cualquier sección transversal deberán tener la misma área y ser de la misma calidad de acero.

12.2 ALMAS

La relación de la distancia libre entre las alas respecto al espesor del alma h/t_w no excederá el valor:

$$980000 / \sqrt{F_y (F_y + 1160)}$$

donde F_y es la tensión cedente del acero en el ala comprimida. No obstante, cuando se coloquen rigidizadores transversales, distanciados no más de 1.5 veces la altura de la viga, el valor límite puede tomarse como $17000/\sqrt{F_y}$.

12.3 ALAS

Los espesores de las partes salientes de las alas se ajustarán a los requisitos de la Sección 11.1.2.

Los espesores o anchos de las alas en las vigas armadas soldadas pueden variarse empalmando una serie de planchas o utilizando planchas de cubierta.

El área total transversal de las planchas de cubierta en las vigas remachadas no excederá el 70 por ciento del área total del ala.

12.4 DESARROLLO DE LAS ALAS

Los remaches, pernos de alta resistencia o soldaduras que conecten las alas a las almas, o las planchas de cubierta a las alas, se dimensionarán de tal forma que resistan la fuerza cortante horizontal total resultante de la flexión de las vigas. La distribución longitudinal de estos remaches, pernos o soldaduras intermitentes estará en proporción con la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no será superior a la máxima permitida en las Secciones 19.2.3 o 19.3.1 para miembros en compresión y tracción, respectivamente. Adicionalmente, los remaches o soldaduras que unan las alas a las almas se dimensionarán a fin de transmitir a éstas cualquier carga aplicada directamente sobre las alas, a menos que se tomen las medidas adecuadas para transmitir tales cargas por aplastamiento directo.

Las planchas de cubierta de longitud parcial se extenderán más allá de la sección donde teóricamente son necesarias, y la longitud adicional se fijará a la viga por medio de remaches, pernos de alta resistencia con conexión tipo fricción o soldaduras de filete adecuados, trabajando a las tensiones admisibles aplicables especificadas en los Artículos 7.2 o 7.3 o en el Capítulo 9, para desarrollar la parte de las tensiones por flexión en la viga correspondiente a la plancha de cubierta en la sección donde teóricamente se interrumpiría. Además, en el caso de planchas de cu-

bierta soldadas, las soldaduras que conectan sus extremos a la viga en la longitud a', que se define más adelante, serán adecuadas, trabajando a la tensión admisible, para desarrollar la parte de las tensiones por flexión en la viga correspondiente a la plancha de cubierta en una distancia a' medida desde el extremo de la plancha. Esto puede requerir que el extremo de la plancha de cubierta se tenga que situar en una sección de la viga en la cual las tensiones por flexión sean menores que las que corresponden al punto de interrupción teórico. La longitud a', medida desde el extremo de la plancha de cubierta, será:

1. Una distancia igual al ancho de la plancha de cubierta, cuando exista una soldadura continua de tamaño igual o mayor que 0.75 del espesor de la plancha a través del extremo de la misma, y esta soldadura se continúe a lo largo de los dos bordes de la plancha en la longitud a'.
2. Una distancia igual a 1.5 veces el ancho de la plancha de cubierta, cuando exista una soldadura continua de tamaño menor que 0.75 del espesor de la plancha a través del extremo de la misma, y esta soldadura se continúe a lo largo de los dos bordes de la plancha en la longitud a'.
3. Una distancia igual a 2 veces el ancho de la plancha de cubierta, cuando no exista ninguna soldadura a través del extremo de la misma, pero sí soldaduras contínuas a lo largo de los dos bordes de la plancha en la longitud a'.

12.5 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

12.5.1 En las almas de las vigas armadas se colocarán rigidizadores transversales de soporte en parejas para controlar el aplastamiento en los extremos no conectados y en las secciones donde se apliquen cargas concentradas, cuando así lo requieran; véase el Artículo 12.10 para las vigas armadas soldadas. Tales rigidizadores tendrán un ajustado contacto con el ala o las alas que les transmiten sus cargas o reacciones, y se extenderán hasta cerca del borde de las planchas o ángulos del ala. Estos rigidizadores se diseñarán como columnas sometidas a las disposiciones del Artículo 7.1, suponiendo que la sección de la columna está constituida por el par de rigidi-

zadores y una franja del alma centrada respecto a éstos, cuyo ancho es igual a no más de 25 veces su espesor cuando se trata de rigidizadores internos, o a no más de 12 veces su espesor en el caso de rigidizadores situados en el extremo del alma. Para calcular la relación de esbeltez L/r se tomará una longitud efectiva no inferior a 0.75 de la longitud de los rigidizadores. Se considerará como efectiva para resistir el aplastamiento únicamente aquella parte del rigidizador que está fuera del filete del ángulo del ala o de la soldadura entre ala y alma.

12.5.2 Excepto como se indica más adelante, el valor máximo de la tensión cortante promedio en el alma f_v, en kilogramos-fuerza sobre centímetro cuadrado, calculado para cualquier condición de carga total o parcial, no excederá el dado por la Fórmula (12-1):

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \sigma_v \leq 0.4 F_y \qquad (12\text{-}1)$$

donde:

$$\sigma_v = \frac{3.29 \times 10^6 k_p}{F_y (h/t_w)^2}, \quad \text{cuando } \sigma_v \leq 0.8 \quad \text{ó}$$

$$\sigma_v = \frac{1620}{h/t_w} \sqrt{\frac{k_p}{F_y}}, \quad \text{cuando } \sigma_v > 0.8 \; ;$$

$$k_p = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2}, \quad \text{cuando } a/h \leq 1.0 \quad \text{ó}$$

$$k_p = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2}, \quad \text{cuando } a/h > 1.0 \; ;$$

t_w = espesor del alma en cm ;

a = distancia libre entre rigidizadores transversales, cm ,

h = distancia libre entre las alas en la sección que se investiga, en cm .

Opcionalmente, en el caso de vigas que no sean híbridas ni de altura variable, si se emplean rigidizadores intermedios y se separan de manera de satisfacer las disposiciones de la Sección 12.5.3, y si, además, σ_v es menor de 1.0, se puede utilizar la tensión cortante admisible dada por la Fórmula (12-2) en lugar de la correspondiente a la Fórmula (12-1):

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}\left[\sigma_v + \frac{1-\sigma_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right] \leq 0.4\ F_y \qquad (12\text{-}2)$$

Esta Formula toma en cuenta la contribución de la acción del campo de tracciones y se encuentra tabulada en el Apéndice A, Tablas A3.

12.5.3 Si se satisfacen las limitaciones del Artículo 12.2, no se requieren rigidizadores intermedios cuando la relación h/t_w es menor de 260 y la tensión cortante máxima en el alma f_v es menor que la permitida por la Fórmula 12-1.

La separación de los rigidizadores intermedios, donde se requieran, será tal que la tensión cortante en el alma no excederá el valor de F_v dado por la que sea aplicable de las Fórmulas (12-1) o (12-2), y la relación a/h no excederá $\left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2$ ni 3.0.

En las vigas diseñadas considerando la acción del campo de tracciones, la separación entre rigidizadores en los paneles extremos, en los paneles con grandes agujeros y en los adyacentes a estos últimos, será tal que f_v no exceda el valor dado por la Fórmula (12-1).

12.5.4 El momento de inercia de un par de rigidizadores intermedios, o de un rigidizador único, con referencia a un eje en el plano del alma, no será menor de $(h/50)^4$.

El área total en cm^2, donde total se refiere al área de los dos rigidizadores cuando éstos se colocan en parejas, de los rigidizadores intermedios separados según lo requerido por la Fórmula (12-2) no será menor que la calculada con la Fórmula (12-3):

$$\frac{1-\sigma_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1+(a/h)^2}}\right]\sigma_{ws}\alpha_s h\ t_w \qquad (12\text{-}3)$$

donde: σ_v, a, h y t_w se han definido en la Sección 12.5.2 ;

$$\sigma_{ws} = \frac{\text{tensión cedente del acero del alma}}{\text{tensión cedente del acero del rigidizador}} = \frac{F_y\ (\text{alma})}{F_y(\text{rigidizador})};$$

α_s = 1.0 para rigidizadores colocados en parejas ;

= 1.8 para rigidizadores constituidos por un solo ángulo;

= 2.4 para rigidizadores constituidos por una sola plancha.

Cuando la tensión cortante máxima f_v en un panel sea menor que la permitida por la Fórmula (12-2), el área total de los rigidizadores se puede reducir en la misma proporción.

Los rigidizadores intermedios requeridos por la Fórmula (12-2) se conectarán para transmitir una fuerza cortante, en kilogramos sobre centímetro lineal (kgf/cm) de un solo rigidizador o de una pareja de ellos, no menor que la calculada con la fórmula:

$$f_{vs} = \frac{h}{53000} \sqrt{F_y^3} \qquad (12\text{-}4)$$

donde F_y es la tensión cedente del acero del alma.

La fuerza cortante que debe transmitirse se puede reducir en la misma proporción en que la mayor tensión cortante calculada f_v en los paneles adyacentes sea inferior a la permitida por la Fórmula (12-2). Sin embargo, los remaches y soldaduras en los rigidizadores intermedios que se requieren para transmitir una reacción o carga concentrada al alma, se dimensionarán para valores no menores a esas cargas.

Los rigidizadores intermedios se pueden interrumpir cerca del ala en tracción, a una distancia que no exceda 4 veces el espesor del alma, siempre que el contacto no sea necesario para transmitir una carga concentrada o una reacción. Cuando se utilizan rigidizadores simples, éstos se unirán al ala comprimida si ésta consiste en una plancha rectangular, a fin de resistir cualquier tendencia a levantarse debida a la torsión en la plancha. Cuando el arriostramiento lateral esté unido a un rigidizador, o a un par de ellos, éstos a su vez se conectarán al ala comprimida a fin de transmitir un 1 por ciento de la fuerza total en el ala, a menos que ésta esté compuesta únicamente de ángulos.

Los remaches que conectan los rigidizadores al alma de la viga no estarán separados centro a centro más de 30 cm. Si se emplean soldaduras intermitentes de filete, la distancia libre entre éstas no será mayor de 16 veces el espesor del alma ni más de 25 cms.

12.6 REDUCCIÓN DE TENSIONES EN LAS ALAS

Cuando la relación altura/espesor del alma supera $6400/\sqrt{F_b}$, la máxima tensión en el ala comprimida no excederá de:

$$F_b' \leq F_b \left[1.0 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t_w} - \frac{6400}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \qquad (12\text{-}5)$$

donde: F_b = tensión admisible en flexión aplicable según el Artículo 7.1 ;

A_w = área del alma en la sección que se considera ;

A_f = área del ala comprimida.

La tensión máxima en cualquiera de las alas de una viga híbrida no excederá el valor dado por la Fórmula (12-5) ni tampoco:

$$F_b' \leq F_b \left[\frac{12 + \left(\frac{A_w}{A_f}\right)(3\sigma_{wf} - \sigma_{wf}^3)}{12 + 2\left(\frac{A_w}{A_f}\right)} \right] \qquad (12\text{-}6)$$

donde σ_{wf} = relación entre la tensión cedente del alma respecto a la del ala = $F_y(\text{alma})/F_y(\text{ala})$.

12.7 CORTE Y TRACCIÓN COMBINADOS

Las almas de las vigas armadas que dependan de la acción del campo de tracciones, como se considera en la Fórmula (12-2), se dimensionarán de manera que las tensiones de tracción debidas al momento flector en el plano del alma no excedan de 0.6 F_y ni de:

$$\left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v} \right) F_y \qquad (12\text{-}7)$$

donde f_v = tensión cortante promedio en el alma, calculada como la fuerza cortante total dividida entre el área del alma;

F_v = tensión cortante admisible en el alma según la Fórmula (12-2).

La tensión cortante admisible en las almas de las vigas cuyas alas y almas estén construidas con acero A514 no superará los valores dados por la Fórmula (12-1), si las tensiones en el ala debidas a la flexión f_b exceden de 0.75 F_b.

12.8 EMPALMES

Los empalmes en las vigas laminadas y armadas que se efectúen mediante soldaduras de ranura, deberán ser capaces de desarrollar la resistencia total de la menor de las secciones empalmadas. Los empalmes de otros tipos realizados en las secciones transversales de las vigas laminadas y armadas deberán ser capaces de desarrollar la resistencia requerida por las tensiones en el punto de la unión.

12.9 FUERZAS HORIZONTALES

Las alas de las vigas armadas que soporten grúas u otras cargas movibles se dimensionarán para que resistan las fuerzas horizontales producidas por tales cargas; véase el Artículo 5.4.

12.10 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

12.10.1 Las almas de las vigas laminadas y de las vigas armadas soldadas se dimensionarán de tal manera que las tensiones de compresión en el borde de los filetes del alma, resultantes de cargas concentradas no resistidas por rigidizadores de soporte, no excederán el valor de $0.75\ F_y$; de lo contrario será necesario colocar rigidizadores de soporte. Las fórmulas que controlan este caso son:

Para cargas interiores:

$$\frac{R}{t_w(d_R + 2d_f)} \leq 0.75\ F_y \qquad (12\text{-}8)$$

Para reacciones en los extremos:

$$\frac{R}{t_w(d_R + d_f)} \leq 0.75\ F_y \qquad (12\text{-}9)$$

donde: R = carga concentrada o reacción, en kgf;

t_w = espesor del alma, en cm ;

d_R = longitud de contacto (no inferior a d_f para las reacciones en los extremos), en cm ;

d_f = distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma, en cm.

12.10.2 Las almas de las vigas armadas serán también dimensionadas o rigidizadas para que la suma de las tensiones de compresión resultantes de

cargas distribuidas y concentradas, transmitidas directamente, o a través de una plancha que forme parte del ala, al borde comprimido de la plancha del alma, y no resistidas directamente por rigidizadores de soporte, no exceda de:

$$\left[5.5 + \frac{4}{(a/h)^2}\right] \frac{700000}{(h/t_w)^2} \quad \frac{kgf}{cm^2} \qquad (12\text{-}10)$$

cuando el ala tiene restricciones que le impiden girar; ni de:

$$\left[2 + \frac{4}{(a/h)^2}\right] \frac{700000}{(h/t_w)^2} \quad \frac{kgf}{cm^2} \qquad (12\text{-}11)$$

cuando el ala no tiene esas restricciones.

Estas tensiones se calcularán como sigue:

Las cargas concentradas se dividirán entre el producto del espesor del alma multiplicado por la menor dimensión de los lados del panel donde está aplicada la carga, ya sea la altura de la viga o la longitud del panel.

Las cargas distribuidas, en kilogramos fuerza sobre centímetro lineal (kgf/cm), se dividirán entre el espesor del alma en centímetros.

12.11 RESTRICCIONES ROTACIONALES EN LAS SECCIONES DE LOS APOYOS

En las secciones de los apoyos, las vigas y celosías se restringirán contra la rotación alrededor de sus ejes longitudinales.

CAPÍTULO 13 CONSTRUCCIONES MIXTAS DE ACERO Y CONCRETO

13.1 DEFINICIÓN

Las construcciones mixtas de acero y concreto que abarcan estas Normas consistirán de vigas de acero que soportan una placa de concreto armado, de tal manera interconectadas que la placa y las vigas actúan conjuntamente para resistir solicitaciones flectoras. Cuando la placa se extiende a ambos lados de la viga, el ancho efectivo del ala de concreto se tomará como no más de un cuarto de la luz de la viga, y su saliente efectivo fuera del borde de la viga no se tomará mayor que la mitad de la distancia libre a la viga adyacente, ni más de ocho veces el espesor de la placa. En el caso en que la placa esté presente sólo a un lado de la viga, el ancho efectivo del ala de concreto, es decir la parte saliente de ésta, no se tomará como más de un doceavo de la luz de la viga ni seis veces su espesor, ni más de la mitad de la distancia libre a la viga adyacente.

Las vigas cuyos lados y borde inferior estén totalmente embutidos 5 centímetros o más en el concreto vaciado íntegramente con la placa, pueden suponerse que están interconectadas al concreto por adherencia natural, sin requerirse anclaje adicional, siempre que el borde superior de la viga esté al menos 4 centímetros por debajo del borde superior de la placa y 5 centímetros por encima de su borde inferior. Adicionalmente, el concreto que cubre la parte embutida deberá tener una malla u otra armadura de acero adecuada a todo lo largo de la altura y a través del borde inferior de la viga para evitar la fragmentación del concreto. Cuando se suministran conectores de corte según el Artículo 13.4, no se necesita embutir la viga para obtener la acción conjunta de los dos materiales.

13.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

13.2.1 Las vigas embutidas en el concreto se dimensionarán para soportar por sí solas todas las cargas permanentes aplicadas antes que el concreto se endurezca (excepto cuando estas cargas se soportan temporalmente por medio de puntales) y, actuando en unión con la placa, para soportar todas las cargas permanentes y variables aplicadas después del endurecimiento, sin exceder una tensión flectora calculada de 0.66 F_y, donde F_y es la tensión cedente del acero empleado en la viga. Las tensiones debidas a la

flexión producidas por las cargas después que el concreto ha endurecido se calcularán en base a las propiedades de la sección mixta, despreciándose la tracción en el concreto. Como alternativa, la viga se puede dimensionar para absorber por sí misma, o sea sin ayuda del concreto, los momentos positivos producidos por todas las cargas permanentes y variables empleando una tensión flectora igual a 0.76 F_y, en cuyo caso el apuntalamiento temporal no es necesario.

13.2.2 Cuando se utilizan conectores de corte en conformidad con el Artículo 13.4, la sección mixta se dimensionará para soportar todas las cargas sin que se exceda la tensión admisible prescrita en la Sección 7.1.4, aún cuando la sección de acero no esté apuntalada durante la construcción. En los cálculos de las secciones mixtas sometidas a momentos positivos, la sección transversal de acero está exenta de los requisitos de compacidad establecidos en los Subpárrafos b, c, y e de la Subsección 7.1.4.1.

Al calcular las propiedades de las secciones mixtas se pueden incluir las armaduras paralelas a la viga situadas dentro del ancho efectivo de la placa, cuando éstas estén ancladas de acuerdo a las "Normas para el Cálculo y Ejecución de Estructuras de Concreto Armado" vigentes, siempre que se coloquen conectores de corte en conformidad con los requisitos del Artículo 13.4.

Las propiedades de la sección mixta se evaluarán según la teoría elástica y no se considerará la resistencia a la tracción del concreto. Para los efectos del cálculo de tensiones, las propiedades de la sección se obtendrán considerando el área comprimida del concreto, sea normal o liviano, como un área transformada de acero, obtenida al conservar el espesor y reducir el ancho de la placa dividiéndola entre la relación modular E/E_c correspondiente al concreto normal de la resistencia especificada. Sin embargo, cuando se calculen flechas, las propiedades de la sección transformada se basarán en la relación modular adecuada a la resistencia y al peso del concreto especificado.

En los casos donde no es factible o necesario proveer los conectores adecuados para satisfacer los requisitos de corte horizontal para una acción conjunta total, el módulo de sección efectivo se determinará como:

$$S_{ef} = S_s + (S_{tr} - S_s) \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} \qquad (13\text{-}1)$$

donde: S_s = Módulo de sección de la viga de acero referido al borde del ala en tracción;

S_{tr} = Módulo de sección de la sección transformada referido al borde del ala en tracción;

V_h y V'_h se definen en el Artículo 13.4.

Para construcciones sin apuntalamientos temporales, las tensiones en la sección de acero se pueden calcular a partir del momento total debido a la carga permanente más la variable y el módulo de sección transformado S_{tr}, siempre que el valor numérico de éste no exceda de:

$$S_{tr} = (1.35 + 0.35 \frac{M_v}{M_p}) S_s \qquad (13\text{-}2)$$

En esta expresión del valor límite de S_{tr}, M_v es el momento debido a cargas aplicadas después que el concreto ha alcanzado el 75 por ciento de su resistencia especificada, M_p es el momento debido a cargas aplicadas previamente, y S_s es el módulo de sección de la viga de acero referido al borde del ala donde se calcula la tensión. En las secciones sometidas a momentos positivos las tensiones se calcularán para el borde del ala de acero en tracción, y en aquéllas sometidas a momentos negativos para los bordes de las alas de acero tanto en tracción como en compresión. Estas tensiones no excederán los valores apropiados establecidos en el Artículo 7.1. El Artículo 7.6 no será aplicable a las tensiones calculadas bajo las disposiciones de este párrafo.

Al calcular las tensiones de compresión en el concreto debidas a la flexión se utilizará el módulo de sección transformado real y, cuando no se empleen puntales temporales, estas tensiones se basarán en la carga aplicada después que el concreto haya alcanzado un 75 por ciento de su resistencia requerida. Las tensiones en el concreto no superarán 0.45 f'_c.

13.3 FUERZA CORTANTE EN LOS EXTREMOS

Las almas y las conexiones en los extremos de las vigas de acero se diseñarán para soportar la reacción total.

13.4 CONECTORES DE CORTE

Excepto cuando se utilicen vigas embutidas como se definen en el Artículo 13.1, se supondrá que la fuerza cortante horizontal total en la unión de la viga de acero y la placa de concreto es transferida mediante conectores de corte soldados al ala superior de la viga y embutidos en el concreto. Para una acción conjunta completa con el concreto sometido a compresión debida a la flexión, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida entre el punto de momento máximo positivo y los puntos de momento nulo se tomará igual al valor menor obtenido por las Fórmulas (13-3) y (13-4).

$$V_h = 0.85\, f'_c\, A_c / 2 \qquad (13\text{-}3)$$

Al segundo miembro de esta fórmula se le sumará el término $A'_s\, F_{yr}/2$ si en las propiedades de la sección mixta se incluyen las armaduras longitudinales de área A'_s situadas dentro del ancho efectivo del ala de concreto.

$$V_h = A_s\, F_y / 2 \qquad (13\text{-}4)$$

donde: f'_c = resistencia especificada del concreto a la compresión;

A_c = área real del ala efectiva de concreto definida en el Artículo 13.1 ;

A_s = área de la viga de acero.

En las vigas mixtas continuas en las que se considera que las barras longitudinales actúan conjuntamente con la viga de acero en las zonas de momentos negativos, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida por los conectores de corte entre un apoyo interior y cada uno de los puntos de inflexión adyacentes se tomará como:

$$V_h = A_{sr}\, F_{yr} / 2 \qquad (13\text{-}5)$$

donde: A_{sr} = área total de las armaduras longitudinales en el apoyo interior situadas dentro del ancho efectivo del ala según lo especificado en el Artículo 13.1.

F_{yr} = tensión cedente mínima especificada de las armaduras longitudinales.

Para que pueda considerarse una acción conjunta completa, el número de conectores que resisten la fuerza cortante horizontal V_h, a cada

TABLA 13.4 Fuerza cortante horizontal admisible V_{ac} (kgf) (aplicable sólo a concretos fabricados con agregados que cumplen COVENIN 277).

Tipo de Conector *	f'_c (kgf/cm²)		
	210	250	≥280
Espárrago de 13 mm (1/2 plg) de diámetro x 50 mm (2 plg) con gancho o cabeza	2300	2500	2700
Espárrago de 16 mm (5/8 plg) de diámetro x 64 mm (2.5 plg) con gancho o cabeza	3600	3900	4200
Espárrago de 19 mm (3/4 plg) de diámetro x 76 mm (3 plg) con gancho o cabeza	5200	5700	6000
Espárrago de 22 mm (7/8 plg) de diámetro x 89 mm (3.5 plg) con gancho o cabeza	7100	7600	8200
Canal de 76 mm (3 plg), 6.1 kgf/m	$770\ell_c$	$840\ell_c$	$890\ell_c$
Canal de 102 mm (4 plg), 8.0 kgf/m	$820\ell_c$	$890\ell_c$	$950\ell_c$
Canal de 127 mm (5 plg), 10.0 kgf/m	$880\ell_c$	$950\ell_c$	$1000\ell_c$

* Las fuerzas cortantes horizontales admisibles tabuladas se pueden también utilizar para espárragos más largos.

ℓ_c = longitud del canal en cm .

TABLA 13.4A Coeficientes Multiplicadores

Resistencia del concreto	Peso unitario secado al aire (kgf/m³)						
	1440	1520	1600	1680	1760	1840	1920
$f'_c \leq 280$ kgf/cm²	0.73	0.75	0.78	0.81	0.83	0.86	0.88
$f'_c \geq 350$	0.82	0.85	0.87	0.91	0.93	0.96	0.99

lado de la sección de máximo momento, no será inferior al determinado por la relación V_h/V_{ac}, donde V_{ac}, la fuerza cortante admisible en un conector, se especifica en la Tabla 13.4 para placas planas fabricadas con agregados que cumplan la Norma COVENIN 277, "Especificaciones para la Aceptación o Rechazo de Agregados para Concreto". Para placas planas fabricadas con agregados livianos producidos en hornos rotatorios, de acuerdo a la Norma CCCA:Ag.101, "Especificaciones para Agregados Livianos para Concreto Estructural", y utilizándose concretos de un peso unitario no menor de 1400 kgf/m^3, la fuerza cortante admisible en cada conector se obtiene multiplicando los valores de la Tabla 13.4 por los coeficientes de la Tabla 13.4A. Los valores admisibles pertinentes a concretos con agregados que no se ajusten a las Normas COVENIN 277 ó CCCA:Ag.101 producidos en hornos rotatorios, y para otros tipos de conectores distintos a los indicados en la Tabla 13.4, tienen que ser establecidos mediante un programa adecuado de ensayos de laboratorio.

Para una acción conjunta parcial con el concreto sometido a compresión debida a la flexión, la fuerza cortante horizontal V_h' que debe ser utilizada al calcular S_{ef} en la Fórmula (13-1) se tomará como el producto de V_{ac} multiplicada por el número de conectores colocados entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo más cercana. El valor de V_h' no será menor que una cuarta parte del menor valor calculado con la Fórmula (13-3) , utilizando el máximo ancho efectivo permitido del ala de concreto, o que el calculado con la Fórmula (13-4). Para el cálculo de las flechas el momento de inercia efectivo se determinará mediante:

$$I_{ef} = I_s + (I_{tr} - I_s)\sqrt{\frac{V_h'}{V_h}} \qquad (13\text{-}6)$$

donde: I_s = momento de inercia de la viga de acero;

I_{tr} = momento de inercia de la sección mixta transformada.

Los conectores requeridos a cada lado de la sección donde ocurre el momento máximo en una zona de momentos positivos se pueden distribuir uniformemente entre esa sección y los puntos de inflexión adyacentes. Sin embargo, el número de conectores de corte n_2 requeridos entre cualquier carga concentrada en esa zona y el punto de inflexión más cercano, no será menor que el determinado con la siguiente Fórmula:

$$n_2 = n_1 \left[\frac{M\ \beta}{M_{máx}} - 1 \right] / (\beta - 1) \qquad (13\text{-}7)$$

donde:

M = Momento (menor que el máximo) en una sección donde actúa una carga concentrada;

n_1 = Número de conectores requerido entre la sección de momento máximo y la de momento nulo (punto de inflexión), determinado por la relación V_h/V_{ac} o V'_h/V_{ac}, según sea el caso;

β = S_{tr}/S_s o S_{ef}/S_s, según corresponda.

Los conectores requeridos en la región de momentos negativos de una viga continua se pueden distribuir uniformemente entre la sección de momento máximo y cada uno de los puntos de inflexión.

Excepto en el caso de los conectores instalados en los nervios de las láminas de acero acanaladas para pisos, los conectores de corte tendrán un recubrimiento lateral de concreto de 2.5 cm como mínimo. Salvo que estén colocados directamente sobre el alma, el diámetro de los espárragos no será superior a 2.5 veces el espesor del ala a la cual están soldados. La separación mínima centro a centro de los espárragos será de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga mixta y 4 diámetros transversalmente. Por otra parte, su separación máxima centro a centro no excederá de 8 veces el espesor total de la placa.

13.5 CASOS ESPECIALES

Cuando la construcción mixta no se ajusta a los requisitos establecidos en los Artículos 13.1 a 13.4, la carga admisible por conector de corte tiene que ser establecida mediante un programa adecuado de ensayos de laboratorio.

CAPÍTULO 14 CONTROL DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

Se deberá controlar la deformabilidad de las estructuras de acero para edificaciones y la de sus miembros constituyentes bajo las condiciones previstas de servicio o utilización, según los siguientes requisitos y limitaciones.

14.1 FLECHAS

Las vigas que soportan pisos y techos se dimensionarán con las debidas consideraciones a las flechas producidas por las cargas de utilización previstas. Las vigas que soportan techos frisados se dimensionarán de tal manera que la flecha máxima producida por las cargas variables no exceda de 1/360 de la luz. Para otros tipos de miembros se pueden emplear los valores recomendados en el Comentario C-14.1 como posibles estimadores de las flechas admisibles.

14.2 CONTRAFLECHAS

14.2.1 CELOSÍAS Y VIGAS

En general, en las celosías con luces superiores a los 24 metros se recomienda dar una contraflecha aproximadamente igual a la flecha producida por las cargas permanentes. En las vigas porta-grúas que tengan luces mayores de 22 metros se recomienda dar una contraflecha aproximadamente igual a la flecha producida por las cargas permanentes más la mitad de las cargas variables.

14.2.2 FUNCIONAMIENTO DE INSTALACIONES

Cuando sea necesario suministrar una contraflecha especial a fin de lograr deformaciones compatibles y satisfacer las tolerancias exigidas por el funcionamiento de instalaciones adosadas a los miembros cargados, tales como marcos de ventanas corredizas, las contraflechas requeridas se harán patentes en los planos de proyecto y en los dibujos de detalles.

14.2.3 CONSTRUCCION

Las vigas y celosías para las cuales no se hayan especificado contraflechas se fabricarán de modo que una vez montadas cualquier pequeña

curvatura debida a la laminación o al ensamblado en el taller sea opuesta a la producida en condiciones de servicio. Cuando la obtención de contraflechas implique forzar algún miembro durante el montaje, esto será señalado en los diagramas de montaje.

14.3 VIBRACIONES

Las vigas que soportan pisos con grandes espacios abiertos sin tabiques u otras causas de amortiguación, donde las vibraciones momentáneas originadas por el tránsito peatonal podrían no ser aceptables, se diseñarán con la debida consideración a las vibraciones.

14.4 AGUAS ESTANCADAS

Excepto cuando los techos tengan pendientes suficientes hacia puntos de drenaje libre, o posean desagües individuales adecuados para evitar la acumulación de aguas de lluvia, el sistema de techo tendrá que investigarse por medio de un análisis racional, a fin de garantizar su estabilidad bajo la acción de aguas estancadas.

14.5 CAMBIOS DE TEMPERATURA

Se tomarán las debidas precauciones para que las expansiones y contracciones sean compatibles con las condiciones de servicio de la estructura. En el Comentario C-14.5 se encuentran algunas sugerencias al respecto.

Para el cálculo de las solicitaciones debidas a los cambios de temperatura, el coeficiente de dilatación térmica lineal del acero puede tomarse como 0.000012 /°C.

14.6 PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS

Las estructuras y miembros de acero deberán cumplir con las Normas COVENIN vigentes relativas a la protección contra incendios. Véase el Comentario C-14.6.

CAPÍTULO 15 SECCIONES TOTALES Y NETAS

En el cálculo de los miembros unidos mediante remaches o pernos se distinguirán dos tipos de secciones diferentes según se incluyan o no los agujeros: la total y la neta, cuyas definiciones y uso se establecen a continuación.

15.1 DEFINICIONES

El área de la sección total transversal en un punto cualquiera de un miembro se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor y el ancho total de cada uno de los elementos componentes, debiéndose medir los anchos perpendicularmente al eje del miembro.

El área de la sección neta se determinará al substituir el ancho total por el ancho neto, el cual se calculará según los Artículos 15.3 a 15.6 inclusive.

15.2 APLICACION

A menos que se especifique otra cosa, los miembros sometidos a tracción se diseñarán en base al área de la sección neta y los miembros sometidos a compresión en base al área de la sección total. Las vigas se diseñarán de acuerdo al Artículo 12.1.

15.3 SECCIONES NETAS

En el caso de una sucesión de agujeros que se extienda a través de una parte del miembro según una línea cualquiera diagonal o en zigzag, el ancho neto de esa parte se obtendrá al restar del ancho total la suma de los diámetros de todos los agujeros en la sucesión considerada, y añadir, para cada espacio entre los agujeros de la sucesión, la cantidad

$$\frac{s^2}{4\,g}$$

donde: s = separación longitudinal (medida paralelamente al eje del miembro) entre dos agujeros consecutivos cualesquiera;

g = separación transversal (perpendicularmente al eje) entre los mismos dos agújeros.

El área correspondiente a la sección neta crítica de la parte considerada se obtiene de la sucesión de agujeros que produzca el menor ancho neto; pero el área neta en una sección donde haya uno o más agujeros no se tomará en ningún caso como más del 85 por ciento del área de la sección total.

Al determinar la sección neta a través de soldaduras de tapón o canal, el metal de aporte no se considerará como contribuyente al área neta.

15.4 ÁNGULOS

El ancho total de un ángulo es igual a la suma de los anchos de los dos lados menos el espesor. La separación transversal g entre agujeros que estén situados en lados opuestos será la suma de las separaciones transversales medidas desde el borde exterior del ángulo menos el espesor.

15.5 TAMAÑO DE LOS AGUJEROS

Al calcular las áreas netas, los diámetros de los agujeros para los remaches o pernos se considerarán 2 milímetros mayores que la dimensión nominal del agujero, medida perpendicularmente a la dirección de la tensión aplicada.

15.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

Las barras que se conectan con pasadores serán de espesor uniforme, sin refuerzo en los agujeros de los mismos. (Los miembros que tienen espesor diferente en la zona de los agujeros para los pasadores se llaman en estas Normas "compuestos"). Los extremos de estas barras, los cuales se denominan aquí "argollas", serán circulares y de periferia concéntrica con el agujero del pasador. El radio de transición entre la argolla circular y el cuerpo de la barra será igual o mayor que el diámetro de la argolla.

El ancho del cuerpo de las barras no excederá de 8 veces su espesor, el cual no será inferior a 12 milímetros. El área de la sección neta de la argolla, medida a través del agujero del pasador y considerada perpendicularmente al eje del miembro, no será menor que 1.33 ni mayor de 1.50 veces el área de la sección transversal del cuerpo del miembro. El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El

diámetro del agujero del pasador no excederá al diámetro de éste en más de 0.8 milímetros. Cuando se utilicen aceros con una tensión cedente mayor de 4900 kgf/cm², el diámetro del agujero de los pasadores no será superior a 5 veces el espesor de la plancha.

En las planchas y miembros compuestos conectados con pasadores, el área de la sección neta mínima medida a través del agujero para un pasador, considerada perpendicularmente al eje del miembro, se determinará en base a las tensiones permitidas en la Sección 7.1.1 para tales secciones. El área de la sección neta en el extremo del agujero para el pasador, medida sobre el eje del miembro, no será menor de 0 7 veces el área de la sección neta a través del agujero. Las esquinas de las planchas unidas con pasadores se pueden cortar a 45° respecto al eje del miembro, siempre que el área de la sección neta en el extremo del agujero para el pasador situada en un plano perpendicular al corte no sea menor que la requerida sobre el extremo del eje del miembro. Las partes que forman un miembro compuesto ubicadas en la zona del agujero para el pasador se unirán entre sí mediante suficientes conectores a fin de soportar las tensiones transmitidas a éstas por el pasador.

La distancia transversal al eje de una plancha o al de cualquier elemento componente de un miembro compuesto conectado con pasadores, medida desde el borde del agujero al borde del miembro o elemento, no excederá de 4 veces el espesor en el agujero. El diámetro del agujero no será menor de 1.25 veces la menor de las distancias medidas entre su borde y el de la plancha o el de un elemento componente del miembro compuesto. El diámetro de los agujeros de los pasadores no excederá en más de 0.8 mm al diámetro de éstos. En el caso de planchas de espesor uniforme conectadas con pasadores y para aceros con una tensión cedente mayor de 4900 kgf/cm², el diámetro de los agujeros no será superior a 5 veces el espesor de las planchas.

Se pueden obviar las limitaciones de espesor, tanto en las barras como en las planchas conectadas con pasadores, cuando se provean tuercas externas para apretar las planchas del pasador y las de relleno hasta ponerlas en ajustado contacto. En este caso, las tensiones admisibles de aplastamiento no serán mayores que las especificadas en la Subsección 7.1.5.1.

15.7 ÁREAS EFECTIVAS DE LAS SOLDADURAS

El área efectiva de las soldaduras de filete o ranura se considerará como el producto de la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por el espesor efectivo de la garganta. En soldaduras de tapón o canal, se considerará como área efectiva a fuerza cortante el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie de contacto.

El área efectiva de las soldaduras de filete depositadas en agujeros o canales se calculará como se ha especificado antes para las soldaduras de filete, empleando como longitud efectiva la longitud de la línea central de la soldadura a través del centro del plano que pasa por la garganta. Sin embargo, cuando los filetes se solapan, el área efectiva no excederá el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie de contacto.

La longitud efectiva de una soldadura de filete será la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo sus remates.

La longitud efectiva de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de filete será la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo inscrito en la sección transversal de la soldadura. Sin embargo, cuando las soldaduras de filete se efectúen mediante el proceso de arco sumergido, el espesor efectivo de la garganta se tomará igual a la dimensión del lado para filetes de 10 mm o menores, e igual a la garganta teórica más 3 mm para filetes mayores.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura de penetración completa (es decir, una soldadura de ranura que satisfaga los requisitos del Artículo 21.6) será el espesor correspondiente a la parte unida más delgada.

El espesor efectivo de la garganta en las soldaduras de ranura de penetración parcial, sencillas o dobles, será la profundidad de la ranura, excepto en las uniones biseladas soldadas manualmente mediante arco metálico protegido, donde será 3 mm menor. La garganta efectiva de cada soldadura de ranura de penetración parcial no será menor que el tamaño especificado en la Tabla 18.5.

CAPÍTULO 16 CONEXIONES

16.1 CONEXIONES MÍNIMAS

Las conexiones que soporten tensiones que hayan sido calculadas, excepto en rejillas, tensores y correas, se diseñarán para una fuerza mínima de 3000 kgf.

16.2 CONEXIONES EXCÉNTRICAS

Siempre que sea posible, los ejes baricéntricos (directrices) de los miembros cargados axialmente que concurran en un punto, se intersectarán en éste; de no ser así, se tomarán en cuenta las tensiones flectoras debidas a la excentricidad.

16.3 DISPOSICIÓN DE REMACHES, PERNOS Y SOLDADURAS

Excepto como se establece más adelante, los baricentros de los grupos de remaches, pernos o soldaduras colocados en los extremos de cualquier miembro que transmitan a éste fuerzas axiales, se situarán sobre la directriz del miembro, a menos que se consideren los efectos producidos por las excentricidades resultantes. Salvo en los miembros sometidos a variaciones repetidas de tensiones, tal como se define en el Capítulo 9, no es necesario disponer las soldaduras de filete de manera que su baricentro coincida con la directriz del miembro, en las conexiones extremas de miembros constituidos por uno o dos ángulos, o de otros miembros similares. En tales miembros pueden despreciarse las excentricidades existentes entre sus ejes baricéntricos y las líneas de los remaches o pernos situados en sus conexiones extremas.

16.4 MIEMBROS SIMPLEMENTE APOYADOS

A menos que el proyectista indique otra cosa, las conexiones de las vigas o celosías se diseñarán como flexibles, y normalmente pueden dimensionarse sólo para las reacciones cortantes.

Las conexiones flexibles en las vigas absorberán las rotaciones de los extremos de las vigas simplemente apoyadas, permitiéndose acción inelástica en la conexión para lograr esto.

16.5 MIEMBROS RESTRINGIDOS

Los conectores o soldaduras empleados en las uniones extremas de las vigas y celosías que no cumplan los requisitos del Artículo 16.4, se diseñarán considerando la acción combinada de las fuerzas cortantes en las reacciones extremas y las tensiones de tracción o compresión resultantes de los momentos inducidos por la rigidez de la conexión. (Véase el Comentario C-7.1.2 para una discusión sobre las tensiones cortantes elevadas que se generan en las almas de las columnas frente a conexiones rígidas en las vigas).

Cuando las vigas se unen al ala de una columna de sección I o H, se colocarán rigidizadores en el alma de la columna como a continuación se detalla:

Frente al ala comprimida de la viga cuando:

$$t_w < \frac{\sigma_{bc} A_f}{t_b + 5d_f} \qquad (16\text{-}1)$$

o si:

$$t_w \leq d_c \sqrt{F_y} \,/\, 1500 \qquad (16\text{-}2)$$

Frente al ala traccionada de la viga cuando:

$$t_f < 0.4 \sqrt{\sigma_{bc} A_f} \qquad (16\text{-}3)$$

donde:

t_w = Espesor del alma de la columna a ser rigidizada;

d_f = Distancia desde la cara externa del ala de la columna al borde del filete de su alma, si se trata de un perfil laminado; o: Espesor del ala de la columna más la distancia al borde más alejado de la soldadura conectante, si el miembro es una sección soldada;

t_b = Espesor del ala de la viga que transmite la fuerza a la columna;

t_f = Espesor del ala de la columna a ser rigidizada;

A_f = Área del ala de la viga que transmite la fuerza a la columna;

d_c = Altura libre del alma de la columna entre los filetes;

σ_{bc} = Relación entre la tensión cedente del ala de la viga respecto a la de la columna;

σ_{cs} = Relación entre la tensión cedente de la columna respecto a la del rigidizador.

El área de los rigidizadores A_{st} será tal que se satisfaga:

$$A_{st} \geq \left[\sigma_{bc} A_f - t_w (t_b + 5\, d_f) \right] \sigma_{cs} \qquad (16\text{-}4)$$

y sus extremos se soldarán a la cara interior del ala de la columna opuesta a la fuerza de tracción, a fin de transferirla desde el ala de la viga al alma de la columna. Los rigidizadores pueden ajustarse contra la cara interior del ala de la columna opuesta a la fuerza de compresión. Cuando a la columna incide una viga por un solo lado, el rigidizador del alma no requiere una longitud superior a la mitad de la altura del miembro, pero la soldadura que lo conecta al alma deberá ser capaz de desarrollar una fuerza igual a F_y A_{st}, donde F_y es la tensión cedente del rigidizador.

16.6 PLANCHAS DE RELLENO

Cuando los remaches o pernos que soporten tensiones de cálculo pasen a través de planchas de relleno más gruesas de 6 milímetros, excepto en conexiones de fricción con pernos de alta resistencia, los rellenos se extenderán más allá del material de empalme. Tal prolongación se fijará con suficientes remaches o pernos para distribuir uniformemente la tensión total en el miembro sobre la sección constituida por éste y el relleno, o bien se incluirá en la conexión un número equivalente de conectores.

En las uniones soldadas, las planchas de relleno de espesor mayor o igual a 6 milímetros se prolongarán más allá de los bordes de la plancha de.empalme, y se soldarán a la parte sobre la cual se colocan con suficiente soldadura como para transmitir la tensión existente en la plancha de empalme, considerada aplicada en la superficie de la plancha de relleno como una carga excéntrica. Las soldaduras que unen la plancha de empalme a la de relleno serán las necesarias para transmitir la tensión de la plancha de empalme, y tendrán la suficiente longitud como para evitar una tensión excesiva en las planchas de relleno a lo largo del borde del cordón de la soldadura. Las planchas de relleno de espesor menor de 6 mm tendrán sus bordes a ras con los de la plancha de empalme, y el tamaño de la solda-

dura será la suma del tamaño necesario para soportar las tensiones de la plancha de empalme más el espesor de la de relleno.

16.7 CONEXIONES EN LOS MIEMBROS DE LAS CELOSÍAS

Las conexiones en los extremos de los miembros de las celosías que estén sometidos a tracción o compresión únicamente se diseñarán para las fuerzas de cálculo, pero deberán ser capaces de soportar, al menos, el 50 por ciento de la resistencia efectiva del miembro.

16.8 MIEMBROS COMPRIMIDOS CON JUNTAS DE APLASTAMIENTO

Donde las columnas se apoyan directamente sobre planchas de repartición, o han sido acabadas para transmitir sus cargas en los empalmes por contacto directo, las uniones tendrán los suficientes remaches, pernos o soldaduras como para mantener todas las partes fijas en su lugar.

Donde otros miembros comprimidos están acabados para transmitir sus cargas directamente por aplastamiento, el material de empalme y sus remaches, pernos o soldaduras, se colocarán a fin de mantener todas las partes alineadas y se dimensionarán para absorber el 50 por ciento de las tensiones de cálculo.

Todas las uniones antes mencionadas se dimensionarán para resistir cualquier tracción que resulte de la acción de las fuerzas laterales especificadas actuando simultáneamente con el 75 por ciento de las cargas permanentes y sin ninguna carga variable.

16.9 COMBINACIONES DE SOLDADURAS

Cuando dos o más tipos generales de soldadura (de ranura, filete, tapón o canal) se combinen en una sola unión, se calculará por separado la capacidad resistente efectiva de cada una con referencia al eje del grupo, a fin de determinar la capacidad resistente admisible de la combinación.

16.10 REMACHES Y PERNOS COMBINADOS CON SOLDADURAS

En obras nuevas se considerará que los remaches, los pernos A307, o los pernos de alta resistencia usados en las conexiones de aplas-

tamiento, no comparten las tensiones en combinación con las soldaduras. Las soldaduras, en caso de utilizarse, tendrán que diseñarse para absorber todas las tensiones de la conexión. Se puede considerar que los pernos de alta resistencia instalados en una conexión del tipo de fricción antes de efectuar las soldaduras comparten las tensiones con éstas. Cuando tales pernos y soldaduras conectan la misma pieza de material en un plano de corte común, los pernos deberán colocarse antes de soldar, de acuerdo con el Artículo 17.1.

Al hacer alteraciones a las estructuras por medio de soldaduras, los remaches existentes y los pernos de alta resistencia apretados adecuadamente pueden utilizarse para soportar las tensiones resultantes de las cargas permanentes existentes, siendo necesario dimensionar las soldaduras únicamente para resistir todas las tensiones adicionales.

16.11 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA EN JUNTAS DE FRICCIÓN COMBINADOS CON REMACHES

Tanto en obras nuevas como al hacer alteraciones en las existentes se puede considerar que los remaches y los pernos de alta resistencia, instalados como conexiones del tipo de fricción según los requisitos del Artículo 17.1, comparten las tensiones resultantes de las cargas permanentes y variables.

16.12 CONEXIONES EN LA OBRA

Para las conexiones en obra que se especifican a continuación, se utilizarán remaches, pernos de alta resistencia o soldaduras:

- En los empalmes de las columnas de todas las estructuras de edificios con 60 metros o más de altura.
- En los empalmes de las columnas para estructuras de edificios entre 30 y 60 metros de altura, cuando la menor dimensión horizontal sea inferior al 40 por ciento de la altura.
- En los empalmes de las columnas para estructuras de edificios con menos de 30 metros de altura, si la menor dimensión lateral es inferior al 25 por ciento de la altura.

- En las conexiones de todas las vigas con las columnas y de otras vigas de las cuales dependa el arriostramiento de las columnas, para estructuras con más de 38 metros de altura.
- En el caso de estructuras que soporten grúas de más de 5000 kgf de capacidad, en los empalmes de sus celosías de techo y en las conexiones de éstas con las columnas, en los empalmes y arriostramientos de las columnas, así como en los arriostramientos en las esquinas y en los apoyos de las grúas.
- En las conexiones para los apoyos de maquinaria móvil, o de otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de tensiones.
- En cualquier otra conexión estipulada en los planos del proyecto.

En todos los otros casos, las conexiones en la obra pueden efectuarse con pernos A307.

Para los propósitos de este Artículo, la altura de una estructura de edificio se tomará como la distancia vertical desde el nivel de la acera hasta el punto más alto de las vigas de techo, en el caso de techos horizontales, o hasta la altura promedio de los techos inclinados, cuando éstos tengan una pendiente de más de 12.5 grados (22 cm en un metro). Donde no se haya establecido el nivel de la acera, o donde la estructura no sea contigua a una calle, se utilizará como referencia el nivel promedio del terreno colindante.

CAPÍTULO 17 REMACHES Y PERNOS

17.1 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

La utilización de pernos de alta resistencia deberá cumplir con las Normas "Specifications for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts" (Especificaciones para Juntas Estructurales con Pernos ASTM A325 o A490), aprobadas por el organismo "Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints" (Consejo de Investigaciones sobre Juntas Estructurales Remachadas y Empernadas).

17.2 ÁREA EFECTIVA DE CONTACTO

El área efectiva de contacto de remaches y pernos será el diámetro multiplicado por la longitud de contacto, salvo en el caso de remaches y pernos embutidos, en los que se deducirá la mitad de la profundidad embutida.

17.3 GROSORES DE PRENSADO GRANDES

Donde el grosor de prensado de remaches o pernos A307 que soporten tensiones de cálculo exceda de 5 diámetros, su número se incrementará en 1 por ciento por cada 1.5 mm adicionales de grosor de prensado.

17.4 SEPARACIÓN MÍNIMA

La distancia mínima entre los centros de los agujeros de remaches y pernos no será menor que 2.7 veces el diámetro nominal de los mismos, pero preferiblemente no será menor de 3 diámetros.

17.5 DISTANCIAS MÍNIMAS A LOS BORDES

Las distancias mínimas de los centros de los agujeros de remaches o pernos a cualquier borde, utilizadas en el diseño o en la preparación de los planos de taller, serán las especificadas en la Tabla 17.5.

TABLA 17.5 Distancias mínimas al borde[1] para agujeros perforados, escariados o taladrados, en milímetros

Diámetro del perno o remache mm (plg)		a bordes cizallados	a bordes laminados de planchas, perfiles o barras, o a bordes cortados con soplete[2]
13	(1/2)	22	19
16	(5/8)	29	22
19	(3/4)	32	25
22	(7/8)	38[3]	29
25	(1)	44[3]	32
29	(1 1/8)	51	38
32	(1 1/4)	57	41
mayor de 32		1.75 x diámetro	1.25 x diámetro

[1] Cuando se utilicen agujeros ensanchados o alargados, las distancias a los bordes se incrementarán a fin de mantener las distancias libres desde el borde del agujero hasta el borde libre igual a las especificadas en la Tabla.

[2] Todas las distancias al borde dadas en esta columna se pueden reducir 3 mm (1/8 plg) cuando el agujero está situado en un punto donde la tensión no supera el 25% de la tensión máxima admisible en el elemento.

[3] Estos valores pueden ser 32 mm (1 1/4 plg) cuando se trate de los extremos de ángulos empleados en conexiones de vigas.

17.6 DISTANCIAS MÍNIMAS AL BORDE EN LA DIRECCIÓN DE LAS TENSIONES

17.6.1 En las conexiones de los miembros sometidos a tracción, donde no hay más de dos remaches en una línea paralela a la dirección de las tensiones, la distancia desde el centro del remache extremo hasta el borde de la parte conectada hacia el cual se dirigen las tensiones, no será menor que el área del remache dividida por el espesor de la parte conec-

tada en el caso de remaches sometidos a corte sencillo, o dos veces esta distancia cuando los remaches trabajen a corte doble.

17.6.2 En las conexiones tipo aplastamiento de los miembros sometidos a tracción, donde no hay más de dos pernos de alta resistencia en una línea paralela a la dirección de las tensiones, la distancia desde el centro del perno extremo hasta el borde de la parte conectada hacia el cual se dirigen las tensiones, no será menor que $A_b \, \sigma_{uc} \, / \, t$ para corte sencillo, o $2 \, A_b \, \sigma_{uc}/t$ para corte doble; siendo A_b el área nominal de la sección transversal del perno, t el espesor de la parte conectada, y σ_{uc} la relación entre la resistencia mínima especificada a la tracción F_u del perno respecto a la correspondiente a la parte conectada.

17.6.3 Sin embargo, las distancias a los extremos prescritas en las Secciones 17.6.1 y 17.6.2 se pueden disminuir en la misma proporción en que la tensión en el conector sea menor que la permitida en el Artículo 7.2, pero en ningún caso serán inferiores a las distancias especificadas en el Artículo 17.5, y no es necesario que sean mayores de 1.5 veces la separación transversal de los conectores.

17.6.4 Cuando haya más de dos conectores en la línea de las tensiones, las distancias mínimas al borde se regirán por las disposiciones del Artículo 17.5.

17.7 DISTANCIAS MÁXIMAS AL BORDE

La distancia máxima desde el centro de un conector al borde más cercano de las piezas en contacto será 12 veces el espesor de la plancha, pero no excederá de 15 centímetros.

CAPÍTULO 18 SOLDADURAS

18.1 REQUISITOS PARA LOS SOLDADORES

Las soldaduras se efectuarán exclusivamente por soldadores que antes hayan aprobado las pruebas de capacitación para desempeñar el tipo de trabajo requerido que se prescriben en la Norma COVENIN 504 "Calificación de Procedimientos de Soldaduras y Soldadores" vigente.

18.2 REQUISITOS PARA LOS DETALLES DE UNIONES Y SOLDADURAS

Las ranuras destinadas a soldaduras de penetración parcial o completa que según las especificaciones de las Normas AWS D1.1-Rev 1-73 "Structural Welding Code" (Código para Soldaduras Estructurales) de la "American Welding Society" se aceptan sin requerir la certificación del proceso de soldadura para su ejecución, también se podrán utilizar en estas Normas sin más condiciones.

Se pueden emplear procedimientos y procesos de soldadura, así como detalles y biseles para las uniones, distintos a los incluidos antes, siempre que se hayan satisfecho los requisitos pautados en las Normas anteriores.

Los electrodos y fundentes que se especifican en la Tabla 18.2 se utilizarán para efectuar soldaduras de ranura diseñadas en base a las tensiones admisibles para el metal base dadas en la Tabla 7.3. Para otras soldaduras se pueden emplear metales de aporte con resistencias inferiores.

18.3 SOLDADURAS DE ACEROS DE ALTA RESISTENCIA MEDIANTE ARCO SUMERGIDO, ARCO METALICO CON GAS O ARCO CON NÚCLEO FUNDENTE

Los electrodos a emplear en las soldaduras realizadas mediante arco sumergido, arco metálico con gas, o arco con núcleo fundente, especificados en la Tabla 18.2 por su designación AWS y no comprendidos en las Normas AWS A5.17, A5.18 ni A5.20, deberán satisfacer los requisitos 4.12 o 4.16 de las Normas AWS D1.1-Rev 1-73.

TABLA 18.2 Tipos de Electrodos

METAL BASE [3]	PROCESO DE SOLDADURA [1,2]			
	Arco Metálico Protegido	Arco Sumergido	Arco Metálico con Gas	Arco con Núcleo Fundente
ASTM A36, A53 Grado B, A375, A500, A501, A529 y A570 Grados D y E	AWS A5.1 o A5.5, E60XX o E70XX [3]	AWS A5.17 F6X o F7X-EXXX	AWS A5.18 E70S-X o E70U-1	AWS 5.20 E60T-X o E70T-X (excepto EXXT-2 y EXX-3)
ASTM A242, A441, A572 Grados 42 a 60 y A588 [4]	AWS A5.1 o A5.5, E70XX [5]	AWS A5.17 F7X-EXXX	AWS A5.18 E70S-X o E70U-1	AWS 5.20 E70T-X (excepto E70T-2 y E70T-3)
ASTM A572 Grado 65	AWS A5.5 E80XX [5]	Grado F80	Grado E80S	Grado E80T
ASTM A514, espesores mayores de 63 mm (2 1/2 plgs)	AWS A5.5 E100XX [5]	Grado F100	Grado E100S	Grado E100T
ASTM A514, espesores de 63 mm (2 1/2 plgs) y menores	AWS A5.5 E110XX [5]	Grado F110	Grado E110S	Grado E110T

Se permite el uso del mismo tipo de metal de aporte que tenga las propiedades mecánicas superiores inmediatas.

1 Cuando las soldaduras van a ser tratadas para liberarlas de tensiones residuales, el metal depositado no tendrá un contenido de vanadio superior al 0.05 por ciento.

2 Véase las Normas AWS D1.1-Rev 1-73 Art. 4.20 para los requisitos del metal de aporte en los procesos electrogaseosos ("electrogas") y electroescorificados ("electroslag").

3 En las juntas que involucren metales base con diferentes resistencias cedentes, se pueden utilizar metales de aporte aplicables a la resistencia más baja.

4 Para aplicaciones arquitectónicas sin pintar expuestas a la intemperie que requieran metal de aporte con resistencia a la corrosión atmosférica y características de coloración similares al metal base, véase las Normas AWS D1.1-Rev 1-73, Secciones 4.1.4 y 4.1.5.

5 Clasificaciones de bajo hidrógeno.

18.4 SOLDADURAS ELECTROGASEOSAS O ELECTROESCORIFICADAS

El metal de aporte que se deposite en los procesos de soldadura denominados "electrogaseosos" ("electrogas") y "electroescorificados" ("electroslag") estará de acuerdo con los requisitos 4.20 de las Normas AWS D1.1-Rev 1-73. Las soldaduras efectuadas por estos procesos en aceros A514 se deberán templar y revenir luego de ser ejecutadas.

18.5 TAMAÑOS MÍNIMOS DE LAS SOLDADURAS DE FILETE Y DE PENETRACIÓN PARCIAL

Los tamaños mínimos correspondientes a las soldaduras de filete o a las soldaduras de penetración parcial serán los especificados en la Tabla 18.5. En ésta, el tamaño de las soldaduras se determina tomando como base el espesor de la más gruesa de las dos piezas unidas, pero este tamaño no necesita ser mayor que el espesor de la pieza más delgada, a menos que por cálculo se requiera un tamaño más grande.

TABLA 18.5

Espesor de la pieza más gruesa en mm (plg)	Tamaño mínimo [1] de la soldadura en milímetros
Hasta 6 (1/4) inclusive	3
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6
más de 19 (3/4) hasta 38 (1.5)	8
más de 38 (1.5) hasta 57 (2.25)	10
más de 57 (2.25) hasta 152 (6)	13
más de 152 (6)	16

[1] Se refiere tanto a la dimensión del lado en las soldaduras de filete como a la garganta mínima efectiva en el caso de soldaduras de ranura de penetración parcial.

18.6 TAMAÑOS MÁXIMOS EFECTIVOS DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

Los tamaños máximos de las soldaduras de filete que pueden adoptarse en el diseño de una conexión serán los necesarios para que las tensio-

nes en el material base adyacente no superen los valores permitidos en el Artículo 7.1. Los tamaños máximos que pueden utilizarse a lo largo de los bordes de las partes conectadas serán:

1. En los bordes de los materiales de hasta 6 milímetros (menos de 1/4 plg) de espesor, el tamaño máximo puede ser igual al espesor del metal base.

2. En los bordes de los materiales de más de 6 milímetros (desde 1/4 plg) de espesor el tamaño máximo será 2 milímetros (1/16 plg) menor que ese espesor, a menos que se señale especialmente en los planos que la soldadura ha de ser reforzada hasta obtener un espesor de garganta total.

18.7 LONGITUD DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

La longitud mínima efectiva de una soldadura resistente de filete no será menor de 4 veces su tamaño nominal. Si esto no se cumple, se considerará que el tamaño nominal no excede de una cuarta parte de la longitud efectiva.

Si se utilizan únicamente soldaduras longitudinales de filete en las conexiones de los extremos de miembros a tracción constituidos por barras planas, la longitud de cada soldadura de filete no será menor que la distancia perpendicular entre las mismas. La separación transversal de las soldaduras longitudinales de filete empleadas en las conexiones extremas no excederá de 20 centímetros, a menos que en el diseño se evite de otro modo una flexión transversal excesiva en la conexión.

18.8 SOLDADURAS INTERMITENTES DE FILETE

Se pueden usar soldaduras intermitentes de filete para transmitir las tensiones calculadas a través de una junta o superficie de contacto, cuando la resistencia requerida sea menor que la desarrollada por una soldadura continua de filete del tamaño mínimo permitido, así como para unir los componentes de los miembros compuestos. La longitud efectiva de cualquier segmento de una soldadura intermitente de filete no será inferior a 4 veces el tamaño de la soldadura, ni menor de 4 centímetros.

18.9 UNIONES SOLAPADAS

En las uniones solapadas, el solape mínimo será igual a 5 veces el espesor de la pieza más delgada y no inferior a 25 mm . Las uniones solapadas que conecten planchas o barras sometidas a tensiones normales estarán soldadas con filetes a lo largo de los extremos de las dos piezas, salvo en los casos en que la flexión de éstas esté lo suficientemente restringida como para evitar la apertura de la junta bajo condiciones de carga máxima.

18.10 REMATES DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

Siempre que sea posible, la terminación de las soldaduras de filete laterales o frontales se efectuará prolongado sin interrupción los cordones alrededor de las esquinas hasta una distancia no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura. Esta disposición se aplicará a las soldaduras laterales y superiores que conecten ménsulas, asientos de vigas y conexiones similares, en el plano respecto al cual se calculan los momentos flectores. Estos remates se indicarán en los planos y dibujos de proyecto y taller.

18.11 SOLDADURAS DE FILETE EN AGUJEROS Y RANURAS

Se pueden utilizar soldaduras de filete en agujeros o ranuras para transmitir fuerzas cortantes en juntas solapadas, para evitar el pandeo o separación de las piezas solapadas, o para unir los elementos que forman los miembros compuestos. Tales soldaduras de filete pueden a su vez solaparse, requiriéndose que cumplan las especificaciones del Artículo 15.7. Las soldaduras de filete depositadas en agujeros y ranuras no se considerarán como soldaduras de tapón o canal, las cuales se reglamentan a continuación.

18.12 SOLDADURAS DE TAPON O CANAL

Las soldaduras de tapón o canal pueden emplearse para transmitir fuerzas cortantes en juntas solapadas, para impedir el pandeo de piezas solapadas, o para unir los elementos componentes de los miembros compuestos.

El diámetro del agujero que aloja a una soldadura de tapón no será menor que el espesor de la pieza que la contiene aumentado en 8 milímetros, ni mayor de 2.25 veces el espesor del metal de aporte.

La separación mínima centro a centro de las soldaduras de tapón será de 4 veces el diámetro del agujero.

La longitud de la ranura destinada a alojar una soldadura de canal no será superior a 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no será inferior al espesor de la pieza que la contiene aumentado en 8 milímetros, ni será mayor de 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán sus esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la pieza que la contiene, excepto en los extremos que se extienden hasta el borde de la pieza.

La separación mínima de líneas de soldaduras de canal en una dirección perpendicular a su longitud será de 4 veces el ancho de la ranura. La separación mínima centro a centro en una dirección longitudinal sobre cualquier línea de soldadura será de 2 veces la longitud de la ranura.

El espesor de las soldaduras de tapón o canal efectuadas en materiales de espesor igual o menor a los 16 milímetros (5/8 plg) será el mismo que el del material. Si se efectúan en materiales más gruesos, el espesor de tales soldaduras será, como mínimo, la mitad del correspondiente al material, pero no inferior a 16 milímetros.

CAPÍTULO 19 MIEMBROS COMPUESTOS

Las disposiciones de este Capítulo se aplican a los miembros constituidos por dos o más planchas y/o perfiles unidos entre sí de manera que trabajen en conjunto, exceptuándose las vigas armadas, las cuales se definen y se tratan específicamente en el Capítulo 12.

19.1 VIGAS Y RETÍCULOS EN CAJÓN ABIERTO

Donde se utilizan dos o más vigas constituidas por perfiles o canales laminados para formar un miembro compuesto sometido a flexión, éstos deberán conectarse entre sí a intervalos no mayores de 150 cm. Para ello se pueden emplear pernos pasantes y separadores, con tal que en las vigas que tengan una altura de 30 cm o más se usen al menos dos pernos donde se sitúa cada separador. Cuando se transmitan o distribuyan cargas concentradas entre los perfiles componentes, se colocarán entre éstos diafragmas unidos con conectores o soldaduras que tengan la rigidez suficiente para transmitir tales cargas. Si las vigas están al descubierto, sus superficies interiores deberán estar selladas contra la corrosión, o su separación será lo suficientemente grande como para permitir su limpieza y pintura.

19.2 MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

19.2.1 Todas las partes de los miembros compuestos sometidos a compresión y la separación transversal de sus líneas de conectores cumplirán los requisitos de los Capítulos 10 y 11.

19.2.2 En los extremos de los miembros compuestos comprimidos que se apoyen en planchas de repartición o en superficies precisamente planas todos los componentes que estén en contacto entre sí se conectarán por medio de remaches o pernos, separados longitudinalmente no más de 4 diámetros, hasta una distancia igual a 1.5 veces el ancho máximo del miembro, o por soldaduras continuas que tengan una longitud no inferior al ancho máximo del miembro.

19.2.3 La separación longitudinal de los conectores intermedios o las soldaduras intermitentes en los miembros compuestos será la adecuada para transmitir las tensiones calculadas. Sin embargo, donde un componente de un miembro compuesto comprimido consiste de una plancha exterior, la separación má-

xima no excederá el espesor de la plancha exterior más delgada multiplicado por $1060/\sqrt{F_y}$ cuando se coloquen conectores en cada sección a lo largo de todas las líneas longitudinales de éstos, o cuando se provean soldaduras intermitentes a lo largo de los bordes de las piezas componentes; pero en ningún caso esta separación será superior a 30 cm. Cuando los conectores o soldaduras se dispongan en tresbolillo, la separación máxima sobre cada línea longitudinal de éstos no excederá el espesor de la plancha exterior más delgada multiplicado por $1600/\sqrt{F_y}$ ni de 45 cm. La separación máxima longitudinal de los conectores o de las soldaduras intermitentes que conecten dos perfiles laminados en contacto entre sí no será superior a 60 cm.

19.2.4 Los miembros comprimidos compuestos por dos o más perfiles laminados, separados entre sí mediante planchas de relleno intermitentes, deberán estar conectados entre sí en estos rellenos a intervalos tales que la relación de esbeltez L/r de cada perfil, entre los conectores, no exceda la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro compuesto en su totalidad. Al calcular la relación de esbeltez de cada parte componente se utilizará su radio de giro mínimo r.

19.2.5 Los lados abiertos de los miembros comprimidos compuestos de planchas o perfiles se enlazarán mediante rejillas y se dispondrán adicionalmente presillas en cada extremo, así como en puntos intermedios si las rejillas se interrumpen. Las presillas estarán tan cerca de los extremos como sea posible. En los miembros principales que soporten tensiones de cálculo, las presillas extremas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro, y la longitud de las presillas intermedias no será inferior a la mitad de esta distancia. El espesor de las presillas no será menor de 0.02 veces la distancia entre las líneas de conectores o soldaduras que las unen a los segmentos de los miembros. En las estructuras remachadas y empernadas, la separación longitudinal entre conectores en las presillas no será superior a 6 diámetros y éstas se conectarán a cada segmento al menos con tres conectores. En las estructuras soldadas, la soldadura en cada línea que conecta una presilla totalizará no menos de un tercio de la longitud de la plancha.

19.2.6 Las rejillas, incluyendo barras planas, ángulos, canales u otros perfiles empleados como enrejado, estarán separadas de tal manera que la relación de esbeltez L/r del ala incluida entre sus conexiones no será supe-

rior a la esbeltez que controla al miembro completo. Las rejillas se dimensionarán para resistir una fuerza cortante perpendicular al eje del miembro igual al 2 por ciento de su fuerza de compresión. Por otra parte, la relación L/r para las barras del enrejado dispuestas en sistemas de rejilla sencilla no excederá de 140, mientras que para sistemas de rejilla doble esta relación no superará a 200, debiéndose entonces unir las barras en sus intersecciones. Las barras del enrejado que estén sometidas a compresión pueden tratarse como miembros secundarios, considerándose que L es la longitud no soportada de éstas entre los conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro compuesto en el caso de rejillas sencillas, y que L es 0.70 veces esa distancia para rejillas dobles. La inclinación de las barras del enrejado respecto al eje del miembro será preferiblemente no menor de 60 grados para el caso de rejillas sencillas y de 45 grados para rejillas dobles. Cuando la distancia entre las líneas de conectores o soldaduras en las alas sea mayor de 40 centímetros, la rejilla será preferiblemente doble o se hará con ángulos.

19.2.7 La función de las presillas y rejillas también puede lograrse por medio de planchas de cubierta perforadas con una sucesión de agujeros de acceso. El ancho de tales planchas en los agujeros de acceso, como se define en el Artículo 11.2, se supone capaz de resistir tensiones axiales cuando se cumplen las siguientes condiciones: la relación ancho/espesor se ciñe a las limitaciones del Artículo 11.2; la relación de la longitud (en la dirección de las tensiones) respecto al ancho del agujero no excede de 2; la distancia libre entre agujeros en la dirección de las tensiones no es menor que la distancia perpendicular entre las líneas más próximas de conectores o soldaduras; y la periferia de los agujeros tiene en todos sus puntos un radio mínimo de 4 centímetros.

19.3 MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN

19.3.1 La separación longitudinal de los remaches, pernos o soldaduras intermitentes de filete que conectan una plancha y un perfil laminado en un miembro compuesto sometido a tracción, o dos planchas componentes en contacto entre sí, no excederá de 24 veces el espesor de la plancha más delgada ni de 30 centímetros. En el caso de que se trate de dos o más perfiles en contacto entre sí, esa separación longitudinal no superará los 60 centíme-

tros. Los miembros traccionados constituidos por dos o más perfiles o planchas separados unos de otros por planchas de relleno intermitentes, se conectarán entre sí en los sitios donde se colocan los rellenos a intervalos tales que la relación de esbeltez de cada uno de los elementos componentes entre conectores no exceda de 240.

19.3.2 En los lados abiertos de los miembros compuestos sometidos a tracción pueden utilizarse tanto planchas de cubierta con agujeros de acceso como presillas sin rejillas. Las presillas tendrán una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre las líneas de conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro, y su espesor no será inferior a 0.02 veces la distancia entre estas líneas. La separación longitudinal de sus conectores o soldaduras intermitentes no excederá de 15 centímetros. La separación de las presillas será tal que la relación de esbeltez de cualquier elemento componente entre ellas no sea superior a 240.

CAPÍTULO 20 BASES DE COLUMNAS

20.1 CARGAS

Se deberán tomar las precauciones apropiadas para transferir a las zapatas y fundaciones las cargas y los momentos de las columnas.

20.2 NIVELACIÓN

Las bases de las columnas se nivelarán a su cota correcta para que queden en pleno contacto con el pedestal.

20.3 ACABADOS

Las bases de las columnas se acabarán según los siguientes requisitos:

1. Las planchas de repartición de acero laminado cuyo espesor no exceda los 5 cm se podrán usar sin desbastar, siempre que se obtenga una superficie de contacto satisfactoria. Cuando el espesor esté comprendido entre 5 y 10 cm , éstas se podrán enderezar prensándolas o, si no se dispone de una prensa, desbastando todas las superficies de contacto (con la excepción hecha en el punto 3 más adelante), a fin de lograr una superficie de contacto adecuada. Si el espesor es superior a los 10 cm las planchas de repartición tendrán que desbastarse en todas sus superficies de contacto, excepto en el caso previsto en el punto 3.

2. Las bases de columnas que no sean planchas de repartición de acero laminado tendrán que desbastarse en todas sus superficies de contacto, excepto en el caso siguiente.

3. No se requiere desbastar las superficies inferiores de las planchas de repartición ni de las bases de las columnas cuando se inyecta mortero para asegurar un contacto pleno con la fundación.

20.4 PERNOS DE ANCLAJE

Los pernos de anclaje se dimensionarán para resistir todas las condiciones de tracción y corte en las bases de las columnas, incluyendo las tracciones debidas a los momentos flectores que pueden originarse como resultado del empotramiento total o parcial de las columnas.

CAPÍTULO 21 FABRICACIÓN

21.1 CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTOS

Para obtener o corregir contraflechas o curvaturas, y para enderezar el material, se pueden utilizar medios mecánicos o calor aplicado localmente. La temperatura de las áreas calentadas, medida por métodos aprobados, no excederá de 600°C para aceros A514 ni de 650°C para otros aceros.

21.2 CORTE MEDIANTE OXÍGENO

El corte del acero mediante oxígeno se hará preferiblemente a máquina. Los bordes cortados con oxígeno que vayan a estar sometidos a tensiones elevadas, o sobre los que se vaya a depositar metal de soldadura, estarán razonablemente libres de estrías, aunque se permitirán estrías y mellas ocasionales siempre que su profundidad no exceda de 5 milímetros. Las estrías mayores de 5 milímetros tendrán que eliminarse con esmeril. Todas las esquinas entrantes se redondearán con un radio mínimo de 13 milímetros y deberán estar libre de mellas.

21.3 DESBASTE DE BORDES

No se requerirá ningún desbastado o acabado de los bordes de las planchas o perfiles cortados con cizalla o gas, a menos que se exija específicamente en los planos o en una preparación de bordes para soldar.

21.4 AGUJEROS PARA REMACHES O PERNOS

Los agujeros para remaches o pernos serán 2 milímetros (o 1/16 plg) más grandes que el diámetro nominal de éstos, excepto cuando el Ingeniero Responsable apruebe el uso de los agujeros definidos por el "Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints" (Consejo de Investigaciones sobre Juntas Estructurales Remachadas y Empernadas) como extragrandes, de ranura corta y de ranura larga.

Cuando el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del remache o perno aumentado en 3 milímetros, los agujeros pueden ser punzonados, pero deben taladrarse o subpunzonarse y luego escariarse cuando

el espesor sea mayor. El troquel para todos los agujeros subpunzonados y la barrena para todos los subtaladrados serán como mínimo 2 milímetros (o 1/16 plg) menores que el diámetro nominal de los remaches o pernos. Todos los agujeros que se ejecuten en planchas de acero A514 de espesor superior a 13 milímetros serán taladrados.

21.5 MONTAJE DE LAS CONSTRUCCIONES REMACHADAS O UNIDAS CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

Todas las partes de los miembros remachados se sujetarán rígidamente entre sí con pasadores o pernos mientras se colocan los remaches. Las operaciones para alinear los agujeros efectuadas durante el montaje no deberán distorsionar el metal o agrandar los agujeros. Todos los agujeros que tengan que agrandarse para introducir los remaches o pernos serán escariados. Será causal de rechazo el que los agujeros no tengan una coincidencia satisfactoria.

Los remaches se aplastarán con remachadoras de potencia, del tipo de compresión o de operación manual, que empleen energía neumática, hidráulica o eléctrica. Una vez remachados deberán quedar ajustados y con sus cabezas en pleno contacto con la superficie.

Usualmente los remaches se remacharán en caliente, en cuyo caso sus cabezas terminadas serán de forma aproximadamente hemisférica y tendrán un tamaño uniforme para todos los remaches de la obra que posean las mismas dimensiones; además deberán estar total y nítidamente acabadas, y ser concéntricas con los agujeros. Los remaches aplastados en caliente se calentarán uniformemente hasta una temperatura que no exceda los 1070°C, y no podrán remacharse cuando su temperatura haya descendido por debajo de los 550°C.

Las superficies de las partes unidas con pernos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o la tuerca no podrán tener una pendiente de más de 1 en 20 (3 grados) con respecto a un plano normal al eje del perno. Donde tales superficies tengan pendientes mayores, se utilizarán arandelas biseladas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con pernos de alta resistencia se ajustarán firmemente entre sí durante el montaje, y no estarán separadas por empacaduras u otros materiales compresibles interpuestos. Al instalarse, todas las su-

perficies de las juntas, incluidas las adyacentes a las arandelas, estarán libres de escamas, excepto escamas de laminación íntimamente adheridas, y limpias de polvo, escamas sueltas, rebabas y otros defectos que impedirían un asiento correcto de las partes. Las superficies de contacto en las uniones de fricción estarán libres de aceite, pintura, laca u otros recubrimientos, excepto los mencionados a continuación:

(1) Galvanizaciones por inmersión en caliente, si las superficies de contacto se frotan vigorosamente con cepillo de alambre o se tratan con chorro de arena una vez galvanizadas y previamente al montaje.

(2) Pinturas inorgánicas ricas en zinc, tal como se definen en las secciones respectivas de las recomendaciones del "Steel Structures Painting Council Systems" (Consejo de Sistemas de Pintura para Estructuras de Acero) SSPC PS 12.00.

(3) Metalización mediante zinc o aluminio, aplicados según las Normas AWS C2.2 "Recommended Practice for Metallizing with Aluminum and Zinc for Protection of Iron and Steel" (Prácticas Recomendadas para la Protección del Hierro y del Acero mediante Metalización con Aluminio y Zinc), salvo que no se podrán usar los subsiguientes tratamientos selladores que se describen en la Sección IV de esas Normas.

Todos los pernos de aceros A325 y A490 se apretarán hasta que alcancen una fuerza de tracción no menor que la especificada en la Tabla 21.5. El apriete se efectuará con el método denominado "rotación de la tuerca" (véase el Comentario C-21.5), mediante un indicador directo de tracciones, o con llaves de tuerca adecuadamente calibradas. Los pernos que se aprieten con llaves calibradas se instalarán con una arandela endurecida bajo la tuerca o la cabeza del tornillo, dependiendo de cuál de los dos elementos se haga girar durante la operación. Las arandelas endurecidas no son necesarias cuando los pernos se aprietan con el método de la rotación de la tuerca, pero sí se requiere colocarlas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo cuando se emplean pernos A490 para conectar materiales que tengan una tensión cedente especificada menor de 2800 kgf/cm^2.

TABLA 21.5 Fuerzas mínimas de tracción en los pernos [1], en kgf.

Diámetro del perno mm (plg)	Pernos A325	Pernos A490
13 (1/2)	5 400	6 800
16 (5/8)	8 600	10 900
19 (3/4)	12 700	15 900
22 (7/8)	17 700	22 200
25 (1)	23 100	29 000
29 (1 1/8)	25 400	36 300
32 (1 1/4)	32 200	46 300
35 (1 3/8)	38 600	54 900
38 (1 1/2)	46 700	67 100
mayor de 38 (1 1/2)		0.7 x T_{ub}

[1] Igual a 0.7 de las resistencias mínimas especificadas a la tracción de los pernos T_{ub}, redondeadas a tres cifras significativas.

21.6 CONSTRUCCION SOLDADA

Las superficies que van a soldarse estarán libres de escamas sueltas, escorias, herrumbre, grasa, pintura y cualquier otro material extraño, pero pueden dejarse las escamas de laminación que resistan un cepillado enérgico con cepillo de alambre. Las superficies de las juntas estarán libres de rebabas y hendiduras. La preparación de bordes mediante corte con gas será hecha, siempre que sea posible, con un soplete guiado mecánicamente.

Las partes a ser unidas con soldadura de filete se llevarán a un contacto tan estrecho como sea posible, y en ningún caso estarán separadas más de 5 milímetros. Si la separación es de 2 milímetros o más, el tamaño de las soldaduras de filete se incrementará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies de contacto de las uniones solapadas y de las uniones a tope que se realicen sobre planchas de respaldo no excederá de 2 mms. El ajuste de las uniones en las superficies de contacto que no estén selladas completamente por soldaduras será lo suficientemente próximo como para que no penetre el agua una vez pintada la estructura.

Las partes contiguas a ser soldadas a tope deberán estar alineadas cuidadosamente. Los desalineamientos mayores de 3 mm deberán ser corregidos y, al hacer la corrección, no se dará a las partes una pendiente más pronunciada de 2 grados (35 mm en un metro).

Siempre que sea posible, las piezas se colocarán de manera que la soldadura se efectúe en posición plana.

Al montar y unir las partes de una estructura o los elementos de miembros compuestos, el procedimiento y la secuencia de soldadura serán tales como para evitar distorsiones innecesarias y minimizar las tensiones debidas a la contracción. Donde sea imposible evitar altas tensiones residuales en las soldaduras de cierre de un conjunto rígido, estas soldaduras se harán en elementos comprimidos.

En la fabricación de vigas con planchas de cubierta y miembros compuestos, todos los empalmes en cada componente a ser efectuados en taller se harán antes de que tal componente se suelde a las otras partes del miembro. Las planchas de respaldo se harán continuas en toda la longitud de la soldadura, y todas las juntas necesarias en estas planchas serán soldaduras a tope de penetración completa que satisfagan todos los requisitos de mano de obra establecidos en la Sección 3 de las Normas AWS D1.1-Rev.1-73. Las vigas largas o las secciones de vigas se pueden hacer empalmando en el taller no más de tres subsecciones, debiendo cada una satisfacer las especificaciones de este párrafo.

A todas las soldaduras de ranura de penetración completa efectuadas manualmente, excepto cuando se ejecuten con ayuda de un material de respaldo o cuando se suelden en posición horizontal desde los dos lados en materiales de bordes en ángulo recto y espesor no mayor de 8 mm, con una abertura de raíz no menor que la mitad del espesor de la parte unida más delgada, por la parte posterior se les removerá la raíz del primer cordón de soldadura antes de comenzar a soldar por ese lado, y se soldarán de manera que se garantice un metal sano y una fusión completa en toda la sección transversal. En los aceros ASTM A514 no se permitirá la remoción con oxígeno, y al remover con arco todos los depósitos de carbono se eliminarán posteriormente mediante esmeril. En las soldaduras de ranura hechas utilizando un respaldo del mismo material que el metal base, el metal de aporte se fundirá completamente con el material de respaldo. No es necesario

quitar las tiras de respaldo, pero si así se requiere, éstas pueden removerse con arco o cortando con gas luego de completar la soldadura, siempre que no se dañe ni el metal base ni el de aporte, y que la superficie de la soldadura se deje a ras o ligeramente convexa, conservando el espesor total de la garganta.

En los extremos de las uniones las soldaduras de ranura se terminarán de manera que se garantice su sanidad. Cuando sea posible, esto se hará utilizando barras de extensión o planchas de continuación, las cuales no necesitan ser retiradas después de completar la soldadura, a menos que las condiciones establecidas en el contrato así lo exijan. Cuando se requiera, el metal base se precalentará antes de soldar a la temperatura exigida en la Tabla 21.6, excepto en el caso de soldaduras de punteo que vayan a ser refundidas e incorporadas en soldaduras continuas de arco sumergido. Cuando el metal base que en otras condiciones no necesitaría precalentamiento esté a una temperatura inferior a los 0°C, se precalentará al menos hasta 20°C antes de ser punteado o soldado definitivamente. El precalentamiento deberá llevar la superficie de todo el metal base que se encuentre dentro de una distancia no mayor de 8 cm del punto de soldadura a la temperatura de precalentamiento especificada, y ésta se mantendrá como temperatura mínima de entrepasadas mientras progresa la soldadura. Las temperaturas mínimas de precalentamiento y entrepasadas serán las especificadas en la Tabla 21.6. La cantidad de calor empleada para soldar los aceros ASTM A514 no deberá exceder las recomendaciones o sugerencias del fabricante.

Cuando se necesite, las capas intermedias de soldaduras compuestas por capas múltiples podrán ser martilladas con golpes ligeros de un martillo de potencia, empleando una herramienta de cabeza redonda, debiéndose hacer esto después que la soldadura se ha enfriado hasta una temperatura soportable a la mano. Se tomarán las precauciones necesarias para evitar la formación de escamas, o el desconchamiento del metal base y el de soldadura por exceso de martilleo.

Cuando lo requieran los planos o especificaciones, las piezas soldadas se relevarán de tensiones residuales mediante el tratamiento térmico que se especifica en el Artículo 3.9 de las Normas AWS D1.1-Rev. 1-73.

TABLA 21.6 TEMPERATURAS MÍNIMAS DE PRECALENTAMIENTO Y ENTREPASADAS EN °C (1)

ESPESOR DE LA PARTE MÁS GRUESA EN EL PUNTO DE SOLDADURA, EN mm (plg)	PROCESOS DE SOLDADURA				
	ARCO METÁLICO PROTEGIDO, CON ELECTRODOS DIFERENTES A LOS DE BAJO CONTENIDO DE HIDRÓGENO	ARCO METÁLICO PROTEGIDO CON ELECTRODOS DE BAJO CONTENIDO DE HIDRÓGENO; ARCO SUMERGIDO; ARCO METÁLICO CON GAS; ARCO CON NÚCLEO FUNDENTE		ARCO METÁLICO PROTEGIDO, CON ELECTRODOS DE BAJO CONTENIDO DE HIDRÓGENO; ARCO SUMERGIDO CON ALAMBRE DE ACERO AL CARBONO O ALEADO Y FUNDENTE NEUTRO; ARCO METÁLICO CON GAS; O ARCO CON NÚCLEO FUNDENTE	ARCO SUMERGIDO CON ALAMBRE DE ACERO AL CARBONO, FUNDENTE ALEADO
	Aceros ASTM A 36; A 53 Grado B; A 375; A 500; A 501; A 529; A 570 Grados D y E	Aceros ASTM A 36; A242 Soldable; A375; A441; A529; A570 Grados D y E; A572 Grados 42,45 y 50; A 588	Aceros ASTM A 572 Grados 55, 60 y 65	Acero ASTM A 514	Acero ASTM A 514
Hasta 19 (3/4) inclusive	Ninguna (2),(3)	Ninguna (2),(3)	20	10	10
Más de 19 (3/4) hasta 38 (1 1/2) inclusive	65	20(4)	65	50	95
Más de 38 (1 1/2) hasta 64 (2 1/2) inclusive	110	65(4)	110	80	150
Más de 64 (2 1/2)	150	110	150	110	200

(1) No se efectuará ninguna soldadura cuando la temperatura ambiente sea inferior a −18 °C. Cuando el metal base está por debajo de la temperatura correspondiente al proceso de soldadura usado y al espesor del material que se suelda, deberá ser precalentado (excepto cuando se provea otra cosa) de tal manera que la superficie de las partes sobre las que el metal de aporte se deposita esté a la temperatura mínima especificada o por encima de ella, en una distancia igual al espesor de la parte que está siendo soldada pero no menor de 8 cm tanto lateralmente como en la dirección de avance de la soldadura. Las temperaturas de precalentamiento y entrepasadas tienen que ser suficientes como para evitar la formacion de grietas.

En soldaduras muy restringidas pueden necesitarse temperaturas superiores a las mínimas señaladas. Para aceros A514 la temperatura máxima de precalentamiento y entrepasadas no excederá los 200 °C para espesores hasta 38 mm (1 1/2 plg) inclusive, ni de 230 °C para espesores mayores.

(2) Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 0 °C, precaliéntese al menos hasta 20 °C y manténgase esta temperatura mínima durante la colocación de la soldadura.

(3) Esta disposición también se aplica a los aceros A36 en espesores de hasta 25 mm (1 plg).

(4) La temperatura mínima de precalentamiento para los aceros A36 en espesores de hasta 50 mm (2 plg) será de 10 °C.

La técnica empleada para soldar, la apariencia y calidad de las soldaduras efectuadas, y los métodos utilizados para corregir el trabajo, se ajustarán a las Secciones 3 y 4 de las Normas AWS D1.1-Rev. 1-73, salvo que la tolerancia para la planeidad de las almas de las vigas pautada en el Artículo 3.5 de esas Normas no necesita aplicarse a las vigas cargadas estáticamente.

21.7 ACABADOS

Las uniones en compresión que dependan del aplastamiento por contacto tendrán las superficies de aplastamiento preparadas para llevarlas a un plano común mediante fresado, aserrado u otros medios adecuados.

21.8 TOLERANCIAS

21.8.1 RECTITUD

A menos que se especifique otra cosa, los miembros estructurales que consistan principalmente de un solo perfil laminado deberán estar rectos dentro de las tolerancias apropiadas que se permiten en la Norma ASTM A6 o como se prescribe en el siguiente párrafo. Los miembros estructurales compuestos fabricados mediante remaches o soldaduras, a menos que se disponga otra cosa, deberán estar rectos dentro de las tolerancias permitidas a los perfiles de ala ancha contenidas en las Normas ASTM A6 o según los requisitos del siguiente párrafo.

Los miembros comprimidos no se desviarán de la rectitud más de 1/1000 de la longitud axial entre los puntos que van a estar soportados lateralmente.

Los miembros terminados estarán libres de torceduras, dobleces y juntas abiertas. Será causal de rechazo del material la presencia de dobleces agudos.

21.8.2 LONGITUD

Se permite una variación de 1.0 milímetros en la longitud total de los miembros con ambos extremos acabados para resistir aplastamiento por contacto, tal como se describe en la Sección 21.7.

Los miembros que no tengan sus extremos acabados para resistir aplastamiento por contacto y que vayan a ser unidos a otras partes de acero de la estructura, pueden tener una variación respecto a la longitud detallada no mayor de 2.0 milímetros si su longitud es igual o menor a 10 metros, y no mayor de 4.0 milímetros cuando son más largos.

CAPÍTULO 22 PINTURA EN EL TALLER

22.1 REQUISITOS GENERALES

A menos que se especifique otra cosa, las partes de acero que quedarán ocultas por los acabados interiores de la edificación no requieren ser pintadas, y tampoco los miembros de acero embutidos en concreto. Salvo cuando se exceptúe específicamente, a todas las demás partes de acero se les dará una capa de pintura en el taller, aplicada completa y uniformemente con brocha, pistola o rodillo, o por flujo o inmersión, a elección del fabricante, sobre superficies secas que hayan sido limpiadas previamente, de acuerdo al siguiente párrafo.

Una vez inspeccionadas y aprobadas, antes que salgan del taller, todas las partes de acero que se ha especificado pintar se limpiarán manualmente con cepillos de alambre o con otros métodos seleccionados por el fabricante, para quitarles escamas de laminación sueltas, herrumbre suelta, escorias de soldadura o depósitos de fundente, polvo y otras substancias extrañas. Los depósitos de aceite y grasa serán retirados con disolventes. Las partes de acero que se ha especificado no pintarlas en el taller, luego de fabricarlas se limpiarán de aceite o grasa con disolventes y se les quitará el polvo y otros materiales extraños mediante un barrido cuidadoso con cepillos de fibra.

La capa de pintura en el taller tiene por objeto proteger al acero sólo durante un corto período de exposición, aún cuando sea la base para la pintura subsecuente que otros le aplicarán en la obra.

22.2 SUPERFICIES INACCESIBLES

Las superficies que luego de montadas sean inaccesibles, serán tratadas antes del montaje como se establece en el Artículo 22.1.

22.3 SUPERFICIES DE CONTACTO

Las superficies de contacto se limpiarán antes del montaje de acuerdo al Artículo 22.1 pero no se pintarán.

22.4 SUPERFICIES ACABADAS

Las superficies acabadas a máquina se protegerán contra la corrosión mediante un recubrimiento inhibidor de herrumbre que sea fácilmente removible antes de la construcción o que tenga características tales que hagan esta remoción innecesaria.

22.5 SUPERFICIES ADYACENTES A LAS SOLDADURAS EN OBRA

A menos que se provea otra cosa, las superficies que estén a una distancia no mayor de cinco centímetros de cualquier punto donde se efectúe una soldadura en obra, estarán libres de materiales que podrían impedir una soldadura apropiada o producir humos objetables mientras se suelda.

CAPÍTULO 23 CONSTRUCCIÓN

23.1 ARRIOSTRAMIENTOS

La estructuración de las edificaciones de acero se ajustarán con nivel y plomada, dentro de las tolerancias definidas en el Artículo 7.11 de las normas COVENIN-MINDUR 1755 "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero" vigentes y, siempre que sea necesario, se colocarán arriostramientos temporales para resistir todas las cargas a que la estructura pueda estar sometida durante la construcción, incluyendo equipos y su operación. Estos arriostramientos se dejarán colocados mientras sean necesarios para la seguridad de la estructura, según el Artículo 7.9 de las normas COVENIN-MINDUR 1755 vigentes.

Dondequiera que se apliquen durante la construcción cargas debidas al almacenamiento de los materiales, equipos u otras causas, se deberán tomar las precauciones adecuadas para resistir las tensiones resultantes de las mismas.

23.2 IDONEIDAD DE LAS CONEXIONES TEMPORALES

A medida que la construcción progresa, los elementos que componen la estructura se asegurarán firmemente mediante pernos o soldaduras, a fin de resistir todas las solicitaciones debidas al peso propio, viento o sismo, así como las producidas durante el proceso constructivo.

23.3 ALINEACIÓN

No se colocarán remaches, pernos o soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que vaya a quedar rigidizada por éstos haya sido alineada correctamente.

23.4 SOLDADURA EN OBRA

Se cepillará con cepillo de alambre cualquier pintura de taller que esté sobre las superficies adyacentes a las juntas que van a ser soldadas en obra, a fin de reducir al mínimo la película de pintura.

23.5 PINTURA EN OBRA

Las responsabilidades para el retoque y limpieza, así como para el trabajo de pintura en general, se asignarán de acuerdo con las prácticas lo-

cales aceptadas, y estas responsabilidades se establecerán explícitamente en los anexos que forman parte integrante del contrato, de acuerdo con los Capítulos 7 y 9 de las normas COVENIN-MINDUR 1755 "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero" vigentes.

CAPÍTULO 24 CONTROL DE CALIDAD

24.1 GENERALIDADES

El fabricante suministrará procedimientos de control de calidad hasta el punto que considere necesario para asegurar que todo el trabajo se efectúa de acuerdo a estas Normas. Adicionalmente a los procedimientos de control de calidad del fabricante, en todo momento los materiales y la mano de obra podrán estar sometidos a inspección por profesionales que representen al propietario. Al respecto, se deberán cumplir las disposiciones del Capítulo 8 de las normas COVENIN-MINDUR 1755 "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero" vigentes.

24.2 COLABORACIÓN

En la medida que sea posible, toda inspección efectuada por un representante del propietario se hará en la planta de fabricación. El fabricante colaborará con el inspector permitiéndole acceso para examinar todos los lugares donde se realiza el trabajo. El inspector planificará su trabajo para provocar las mínimas interrupciones al fabricante.

24.3 RECHAZOS

Los materiales y la mano de obra que no estén en razonable conformidad con los requisitos de estas Normas pueden ser rechazados en cualquier momento durante el progreso del trabajo.

24.4 INSPECCION DE LAS SOLDADURAS

La inspección de las soldaduras se realizará según las pautas de la Sección 6 de las Normas AWS D1.1-Rev.1-73 "Structural Welding Code".

Cuando se requieran ensayos no destructivos, el procedimiento, su extensión, la técnica utilizada y las normas de aceptación, se definirán claramente en la información suministrada a los licitantes.

24.5 IDENTIFICACIÓN DE LOS ACEROS

El fabricante deberá ser capaz de demostrar, tanto por medio de un procedimiento escrito como por una práctica efectiva, un método de apli-

cación e identificación del material, visible al menos hasta las operaciones de montaje, no sólo para determinar la procedencia de los elementos resistentes principales que componen cada una de las piezas que se enviarán a la obra, sino también para poderlos colocar precisamente.

El método de identificación deberá permitir verificar que el material se está aplicando correctamente en lo que se refiere a:

- La designación de las especificaciones del material;
- El número de la colada, si éste se requiere;
- Los informes de los ensayos de materiales cuando se solicitan requisitos especiales.

PARTE 3 DISEÑO PLASTICO

CAPÍTULO 25 REQUISITOS PARA EL DISEÑO PLASTICO

25.1 VALIDEZ Y ALCANCE

Dentro de las limitaciones que se establecen a continuación, se pueden dimensionar de acuerdo al diseño plástico, es decir, en base al agotamiento resistente (máxima resistencia), las vigas de uno o más tramos, los pórticos rígidos planos arriostrados o no, y las partes análogas de las estructuras rígidamente construidas que sean contínuas al menos sobre un apoyo interno. En la forma en que se utiliza aquí, se puede considerar que un apoyo interno incluye también las esquinas rígidas de pórticos formadas por la unión de una columna y una viga horizontal o inclinada. Esta resistencia, determinada por métodos racionales de análisis, no será menor que la requerida para soportar una carga mayorada igual a 1.7 veces las cargas permanentes y variables de servicio previstas, o a 1.3 veces estas cargas actuando simultáneamente con 1.3 veces las cargas de viento o sismo especificadas.

Los pórticos rígidos satisfarán en su plano los requisitos establecidos en la Sección 4.2.1 para el Tipo 1 de construcción, lo cual no impide el uso de algunas conexiones simples, siempre que se cumplan las estipulaciones del Artículo 25.3. Las construcciones del Tipo 2 se permiten únicamente en el caso de miembros situados entre pórticos rígidos. Las juntas que conectan una parte de una estructura diseñada considerando su comportamiento plástico con otra no diseñada así, no necesitan ser más rígidas que las conexiones usuales efectuadas con ángulos de asiento, o que las conexiones típicas con ángulos en el alma.

Cuando el diseño plástico se emplea como base para dimensionar vigas continuas y pórticos estructurales, las pautas relativas a las tensiones admisibles de servicio contenidas en la Parte 2 (Capítulos 7 a 24) no tienen validez. Sin embargo, excepto cuando aquí se modifiquen, todas las otras especificaciones pertinentes de la Parte 2 seguirán siendo mandatorias.

No se recomienda utilizar los conceptos de diseño plástico para diseñar vigas porta-grúas continuas sobre apoyos interiores verticales. Sin

embargo, se puede considerar que los pórticos rígidos que soportan vigas porta-grúas están dentro del campo de aplicación de estas reglas.

25.2 ACEROS ESTRUCTURALES

Los aceros estructurales a utilizarse en estructuras diseñadas plásticamente se ceñirán a alguna de las siguientes especificaciones, en su última edición vigente:

- "Structural Steel" (Acero Estructural), ASTM A36;
- "High-Strength Low-Alloy Structural Steel" (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación), ASTM A242;
- "High-Strength Low-Alloy Structural Manganese Vanadium Steel" (Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación al Manganeso y Vanadio), ASTM A441;
- "Structural Steel with 42,000 psi Minimum Yield Point" (Acero Estructural con una Tensión Cedente Mínima de 3000 kgf/cm^2), ASTM A529;
- "High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality" (Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación al Columbio-Vanadio de Calidad Estructural), ASTM A572;
- "High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50,000 psi Minimum Yield Point to 4 in. Thick" (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación con una Tensión Cedente Mínima de 3500 kgf/cm^2 hasta de 10 centímetros de Espesor), ASTM A588.

25.3 CRITERIOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE AGOTAMIENTO

En pórticos de uno o dos pisos, la resistencia máxima se puede determinar por un procedimiento de análisis plástico rutinario en el que puede ignorarse la influencia de la inestabilidad del pórtico (efecto PΔ). En el caso de pórticos arriostrados de varios pisos, se deberán tomar las medidas adecuadas para incluir los efectos de la inestabilidad estructural en el diseño del sistema de arriostramiento y de los miembros del pórtico. En pórticos no arriostrados de varios pisos, los efectos de la inestabilidad estructural deben incluirse directamente en los cálculos de la resistencia de agotamiento.

25.3.1 ESTABILIDAD DE LOS PÓRTICOS ARRIOSTRADOS

El sistema de arriostramiento vertical de un pórtico arriostrado de varios pisos diseñado según el método plástico deberá ser adecuado, tal como se determina mediante un análisis racional, para cumplir los requisitos siguientes:

1. Evitar el pandeo general de la estructura bajo la acción de las cargas gravitacionales mayoradas.
2. Mantener la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos de volcamiento producidos por los desplazamientos laterales, bajo la acción combinada de las cargas gravitacionales y laterales previstas, multiplicadas unas y otras por los factores de mayoración pertinentes.

Se puede considerar que el sistema de arriostramiento vertical trabaja conjuntamente con muros estructurales exteriores e interiores, con losas y placas, y con cubiertas de techos, capaces de resistir cortes en sus planos, siempre que estos miembros estén unidos adecuadamente a los pórticos estructurales.

En el análisis estructural del pandeo y la estabilidad lateral de los pórticos, se puede considerar que las columnas, vigas y diagonales que se emplean como sistema de arriostramiento vertical constituyen un voladizo vertical, compuesto por una celosía con uniones articuladas. En el análisis de la estabilidad lateral se deben incluir las deformaciones axiales de todos los miembros que componen el sistema de arriostramiento vertical. Además, las fuerzas axiales en esos miembros, ocasionadas por las cargas gravitacionales y laterales mayoradas, no excederán de 0.85 P_y, donde P_y es el producto de la tensión cedente multiplicada por el área del miembro en cuestión.

Las vigas que forman parte del sistema de arriostramiento vertical de un pórtico arriostrado de varios pisos se dimensionarán tomando en cuenta las fuerzas axiales y momentos flectores causados por las cargas gravitacionales y laterales mayoradas que actúan simultáneamente, de acuerdo con la Fórmula (25-2). En esta fórmula se considera P_{cr} igual a la resistencia máxima axial de la viga, basada en la relación de esbeltez real entre las secciones arriostradas en el plano de la flexión.

25.3.2 ESTABILIDAD DE LOS PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

La resistencia de los pórticos no arriostrados de varios pisos se determinará mediante un análisis racional que incluya los efectos de la inestabilidad estructural del pórtico y las deformaciones axiales en las columnas. Tales pórticos se dimensionarán de manera que sean estables tanto bajo las cargas gravitacionales mayoradas como bajo la combinación de cargas gravitacionales y laterales mayoradas. Las cargas axiales resultantes en las columnas no excederán de 0.75 P_y.

25.4 COLUMNAS

En las columnas donde se supone que se forma una rótula plástica bajo la acción de la carga de agotamiento, la relación de esbeltez L/r en el plano de la flexión no será superior a λ_c, coeficiente definido en la Sección 7.1.3.

La resistencia de agotamiento de los miembros sometidos a cargas axiales de compresión se tomará como

$$P_{cr} = 1.7\ A\ F_a \qquad (25\text{-}1)$$

donde A es el área total del miembro y F_a, como se define en la Fórmula (7-1), depende de la relación de esbeltez aplicable (véase el Comentario C-25.4).

Los miembros sometidos a cargas axiales y momentos flectores simultáneos se dimensionarán para satisfacer las fórmulas de interacción siguientes:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{\alpha_m M}{(1 - P/P_e)M_m} \leq 1.0 \qquad (25\text{-}2)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18\ M_u} \leq 1.0;\quad M \leq M_u \qquad (25\text{-}3)$$

en las cuales: M = Momento máximo aplicado;

P = Carga axial aplicada;

P_e = 1.92 A F_e', donde F_e' está definida en el Artículo 8.1;

α_m = Coeficiente que se define en el Art. 8.1;

M_m = Momento máximo que puede resistir el miembro en ausencia de carga axial, discriminado como sigue:

En el caso de columnas arriostradas en la dirección débil:

$$M = M_u$$

siendo M_u el momento plástico, y para las columnas que no están arriostradas en la dirección débil:

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(L/r_y)\sqrt{F_y}}{26500} \right] M_u \leq M_u \qquad (25\text{-}4)$$

25.5 FUERZAS CORTANTES

Las almas de las columnas y vigas que no estén reforzadas por rigidizadores diagonales o por planchas adosadas a ellas, incluyendo las áreas situadas dentro de los contornos de las conexiones, se dimensionarán de manera que se cumpla la relación:

$$V_u \leq 0.55\, F_y\, t_w d \qquad (25\text{-}5)$$

donde V_u es la fuerza cortante producida por las cargas mayoradas, d es la altura del miembro y t_w el espesor de su alma.

25.6 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

Se exige colocar rigidizadores en las secciones de los miembros sometidas a cargas concentradas donde se prevea la formación de rótulas plásticas.

En las secciones de un miembro donde las cargas concentradas transmitidas por las alas de otro que esté unido a él pudieran ocasionar aplastamiento en el alma frente al ala comprimida, o altas tensiones de tracción en la unión del ala traccionada, se requiere colocar rigidizadores de acuerdo con los requisitos del Artículo 16.5.

25.7 MÁXIMAS RELACIONES ANCHO/ESPESOR

Las relaciones ancho/espesor de las alas de los perfiles laminados en forma de I o doble T y de las secciones compuestas similares que posean una sola alma, que estarían sometidas a compresión por formación y rotación plástica de una rótula bajo la carga de agotamiento, no superarán los siguientes valores:

F_y	$b_f/(2t_f)$
2500	8.5
3000	8.0
3150	7.4
3500	7.0
3900	6.6
4200	6.3
4600	6.0

En el caso de alas inclinadas se puede tomar como espesor su espesor promedio.

La relación ancho/espesor en planchas de alas similarmente comprimidas correspondientes a secciones en cajón y a planchas de cubierta no excederá de $1600/\sqrt{F_y}$. Para este propósito, el ancho de las planchas de cubierta se tomará como la distancia medida entre las líneas longitudinales de los conectores o soldaduras.

La relación altura/espesor de las almas de los miembros sometidos a flexión plástica no excederá el valor suministrado por la Fórmula (25-6a) o (25-6b), según la que sea aplicable:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{3450}{\sqrt{F_y}}\left(1 - 1.4\frac{P}{P_y}\right) \quad \text{cuando} \quad \frac{P}{P_y} \leq 0.27 \qquad (25\text{-}6a)$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{2150}{\sqrt{F_y}} \quad \text{cuando} \quad \frac{P}{P_y} > 0.27 \qquad (25\text{-}6b)$$

25.8 CONEXIONES

Todas las conexiones, cuya rigidez es esencial para la hipótesis de continuidad supuesta como base del análisis, deberán ser capaces de re-

sistir los momentos, fuerzas cortantes y cargas axiales a las que estarían sometidas bajo la acción de las cargas totales mayoradas o los producidos por cualquier otra distribución parcial probable de éstas.

Las uniones de esquina acarteladas, sean rectas o curvas por razones arquitectónicas, se dimensionarán de tal manera que se pueda desarrollar totalmente la resistencia plástica flectora de las secciones adyacentes a la conexión, cuando así se requiera.

En los pórticos continuos se utilizarán rigidizadores, cuando éstos se requieran, a fin de mantener la continuidad del ala de los miembros que se interrumpan en su unión con los otros miembros. Tales rigidizadores se colocarán por pares en los lados opuestos del alma del miembro que atraviesa la junta en forma continua.

Los pernos de alta resistencia y los pernos A307, los remaches y las soldaduras, se dimensionarán para resistir las fuerzas producidas por las cargas mayoradas, usando unas tensiones iguales a 1.7 veces las establecidas en la Parte 2. En general, las soldaduras de ranura son preferibles a las soldaduras de filete, pero su uso no es obligatorio.

Se pueden emplear pernos de alta resistencia en juntas que tengan sus superficies de contacto pintadas, cuando estas juntas sean de dimensiones tales que el deslizamiento requerido para producir aplastamiento no interfiera con la formación de las rótulas plásticas supuestas en el diseño bajo las cargas mayoradas.

25.9 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

Los miembros se arriostrarán adecuadamente para resistir los desplazamientos laterales y torsionales en las secciones donde se formen rótulas plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. La distancia lateral no soportada L_{cr} desde las secciones arriostradas donde se forman rótulas plásticas a otras secciones adyacentes arriostradas similarmente, sean sobre el mismo miembro o sobre otro del pórtico, no será superior al valor determinado con la Fórmula (25-7a) o (25-7b), según la que corresponda:

$$\frac{L_{cr}}{r_y} = \frac{97000}{F_y} + 25 . \qquad \text{cuando} \quad -0.5 < \frac{M}{M_u} < 1.0 \qquad (25\text{-}7a)$$

$$\frac{L_{cr}}{r_y} = \frac{97000}{F_y} \quad \text{cuando} \; -1.0 < \frac{M}{M_u} \leq -0.5 \qquad (25\text{-}7b)$$

donde: r_y = Radio de giro del miembro respecto a su eje de menor inercia;

M = El menor de los momentos en los extremos del segmento no arriostrado;

M/M_u = Relación entre los momentos extremos, positiva cuando el segmento se flecta en doble curvatura y negativa cuando lo hace en curvatura simple.

Las disposiciones anteriores no tienen que cumplirse en la región donde se forma la última rótula plástica del mecanismo de colapso supuesto para el dimensionamiento de un miembro dado, ni en los miembros que tienen su eje más débil orientado perpendicularmente al plano de la flexión. Sin embargo, tanto en la región donde se ha de formar la última rótula como en las zonas no adyacentes a rótulas plásticas, la distancia máxima entre los puntos de soporte lateral satisfará los requisitos de las Fórmulas (7-6a), (7-6b) o (7-7), así como también las (8-1a) y (8-1b) en la Parte 2 de estas Normas. Para este caso los valores de f_a y f_b se calcularán con el momento y la fuerza axial producidos por la carga mayorada divididos entre el factor de seguridad aplicable.

Los miembros empotrados en un muro de mampostería que tengan sus almas perpendiculares al plano de éste, se pueden suponer que están soportados lateralmente con respecto a sus ejes de menor inercia.

25.10 FABRICACIÓN

Las disposiciones en la Parte 2 de estas Normas referentes a la mano de obra controlarán la fabricación de estructuras, o partes de ellas, que hayan sido diseñadas con los criterios del agotamiento resistente, siempre y cuando se sometan a las limitaciones siguientes:

Se evitará el uso de bordes cizallados en los lugares expuestos a rotación de las articulaciones plásticas bajo las cargas mayoradas. En caso que haya que usarlos, se les dará un acabado liso mediante esmerilado, corte o desbaste.

En las secciones expuestas a rotaciones plásticas bajo las cargas mayoradas, los agujeros para remaches y pernos situados en el área sometida a tracción deberán ser subpunzonados y escariados, o bien taladrados a su tamaño final.

APÉNDICE A TENSIONES ADMISIBLES Y VALORES LÍMITES

CAPÍTULO 7. T E N S I O N E S A D M I S I B L E S (kgf/cm^2)	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
	2500	3000	3500	4200
7.1.1 Tracción				
Tracción en la sección neta, excepto en los agujeros para pasadores: $F_t = 0.60\ F_y \leq 0.50\ F_u$	1500	1800	2100	2520
Tracción en la sección neta a través de los agujeros de las barras con pasadores, de las planchas o miembros compuestos conectados con pasadores: $F_t = 0.45\ F_y$	1125	1350	1575	1890
7.1.2 Corte				
Corte en la sección total (véase Tabla A3 para valores reducidos en el caso de almas de vigas): $F_v = 0.40\ F_y$	1000	1200	1400	1680
7.1.3 Compresión				
7.1.3.1 Compresión en la sección total de miembros comprimidos axialmente cuando $kL/r < \lambda_c$: $F_a = \dfrac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{kL/r}{\lambda_c}\right)^2\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{kL/r}{\lambda_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{kL/r}{\lambda_c}\right)^3}$ Fórmula (7-1)	TABLAS A1			
$\lambda_c = 6440/\sqrt{F_y}$	129	118	109	99
7.1.3.2 Compresión en la sección total de miembros comprimidos axialmente cuando $kL/r > \lambda_c$: $F_a = 10.8 \times 10^6 / (kL/r)^2$ Fórmula (7-2)	TABLAS A1			

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
	2500	3000	3500	4200
7.1.3.3 Compresión en la sección total de miembros secundarios y de arriostramiento comprimidos axialmente cuando $L/r > 120$: $F_{as} = \frac{F_a \left[\text{por Fórmula (7-1) ó (7-2)} \right]}{1.6 - L/(200\ r)}$ Fórmula (7-3)	Tablas A1			
7.1.3.4 Compresión en el área total de los rigidizadores de vigas armadas: $F_a = 0.60\ F_y$	1500	1800	2100	2520
7.1.3.5 Compresión en el alma de perfiles laminados en el borde del filete: $F_a = 0.75\ F_y$	1875	2250	2625	3150
7.1.4 Flexión				
7.1.4.1 Tracción y compresión en miembros compactos adecuadamente arriostrados, simétricos respecto al plano de inercia menor y cargados en él: $F_b = 0.66\ F_y$, cuando:	1650	1980	2310	2772
a.- Las alas están conectadas contínuamente al alma;				
b.- $b_f/2t_f \leq 550/\sqrt{F_y}$;	11.0	10.0	9.3	8.5
c.- $b_f/t_f \leq 1600/\sqrt{F_y}$;	32.0	29.2	27.0	24.7
d.- $\frac{d}{t_w} = \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.75 \frac{f_a}{F_y}\right)$ cuando $f_a/F_y \leq 0.16$ Fórmula (7-4a),	$107.4 - 0.161 f_a$	$98.0 - 0.123 f_a$	$90.8 - 0.0973 f_a$	$82.9 - 0.0740 f_a$
$\frac{d}{t_w} = 2150 / \sqrt{F_y}$ cuando $f_a/F_y > 0.16$ Fórmula (7-4b);	43.0	39.3	36.3	33.2

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
	2500	3000	3500	4200
e.- $L \leq 640\ b_f / \sqrt{F_y}$ y	$12.8\ b_f$	$11.7\ b_f$	$10.8\ b_f$	$9.9\ b_f$
$L \leq 14 \times 10^5 / (F_y\ d/A_f)$	$560/(d/A_f)$	$467/(d/A_f)$	$400/(d/A_f)$	$333/(d/A_f)$
f.- Miembros en cajón:				
$L = (137000 + 84000 \frac{M_1}{M_2}) \frac{b}{F_y}$; $M_1/M_2 =$ + 1.0	88.4b	73.7b	63.1b	52.6b
+ 0.8	81.7b	68.1b	58.3b	48.6b
+ 0.6	75.0b	62.5b	53.5b	44.6b
+ 0.4	68.2b	56.9b	48.7b	40.6b
+ 0.2	61.5b	51.3b	43.9b	36.6b
0.	54.8b	45.7b	39.1b	32.6b
- 0.2	48.1b	40.1b	34.3b	28.6b
- 0.4	41.4b	34.5b	29.5b	24.6b
- 0.6	34.6b	28.9b	24.7b	20.6b
pero no menor de $84000\ b/F_y$	33.6b	28.0b	24.0b	20.0b
7.1.4.2 Tracción y compresión en miembros que cumplen los requisitos 7.1.4.1 excepto el subpárrafo b, cuando:				
$b_f/2\ t_f > 550/\sqrt{F_y}$:	11.0	10.0	9.3	8.5
y $b_f/2\ t_f < 800/\sqrt{F_y}$:	16.0	14.6	13.5	12.3

		F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
		2500	3000	3500	4200
$F_b = F_y \left[0.792 - 0.00024 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y}\right]$ Para $\frac{b_f}{2t_f}$ =	9	--	--	--	2740
	10	--	1980	2275	2675
	11	1650	1940	2225	2610
	12	1620	1900	2175	2540
Fórmula (7-5a)	13	1590	1865	2125	--
	14	1560	1825	--	--
	15	1530	--	--	--
7.1.4.3 Tracción y compresión para miembros en forma de I o H doblemente simétricos que cumplen 7.1.4.1, excepto los subpárrafos c, d y e, flectados respecto a sus ejes menores (excepto miembros de acero A514); barras macizas redondas y cuadradas; y barras rectangulares macizas flectadas alrededor de su eje más débil: $F_b = 0.75\ F_y$		1875	2250	2625	3150
Tracción y compresión para miembros I o H doblemente simétricos flectados alrededor de sus ejes menores (excepto miembros híbridos y de acero A514) que satisfacen 7.1.4.1a					
cuando $b_f/2t_f > 550/\sqrt{F_y}$:		11.0	10.0	9.3	8.5
y $b_f/2t_f < 800/\sqrt{F_y}$:		16.0	14.6	13.5	12.3

		F_y = Tensión Cedente (kgf/cm²)			
		2500	3000	3500	4200
$F_b = F_y \left[1.075 - 0.0006 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y} \right]$ Para $b_f/2t_f$ =	9	--	--	--	3045
	10	--	2240	2520	2880
	11	1865	2140	2395	2720
Fórmula (7-5b)	12	1790	2040	2270	2555
	13	1715	1945	2145	--
	14	1640	1845	--	--
	15	1565	--	--	--
7.1.4.4 Tracción y compresión para miembros en cajón sometidos a flexión no incluidos en 7.1.4.1 pero que cumplen los requisitos del Capítulo 11: $F_b = 0.60\ F_y$:		1500	1800	2100	2520
7.1.4.5 Tracción para miembros sometidos a flexión no cubiertos en 7.1.4.1 a 7.1.4.4 : $F_b = 0.60\ F_y$:		1500	1800	2100	2520
7.1.4.6a Compresión para miembros sometidos a flexión incluidos en 7.1.4.5, con un eje de simetría en el plano de sus almas y cargados en él; compresión en canales flectados respecto a sus ejes mayores: El mayor de los valores calculados con las Fórmulas (7-6a) o (7-6b) y (7-7), pero no mayor que $F_b = 0.60\ F_y$		1500	1800	2100	2520

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm²)			
	2500	3000	3500	4200
cuando $L/r_T \leq 2700 \sqrt{\alpha_b/F_y}$: véanse los valores de α_b en la Figura A1.	$54.0\sqrt{\alpha_b}$	$49.3\sqrt{\alpha_b}$	$45.6\sqrt{\alpha_b}$	$41.7\sqrt{\alpha_b}$
Cuando se excede este límite úsese: $F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{108 \times 10^6 \alpha_b} \right] F_y$ Fórmula (7-6a)	1665 - 0.0579	2000 - 0.0833	2335 - 0.113	2800 - $0.163 \times \frac{(L/r_T)^2}{\alpha_b}$
A menos que $L/r_T > 6000\sqrt{\alpha_b/F_y}$:	$120\sqrt{\alpha_b}$	$110\sqrt{\alpha_b}$	$101\sqrt{\alpha_b}$	$92.6\sqrt{\alpha_b}$
en cuyo caso se usa: $F_b = 12 \times 10^6 \alpha_b/(L/r_T)^2$ Fórmula (7-6b)				
Cuando el ala comprimida es maciza y de sección aproximadamente rectangular y su área no es menor que la correspondiente al ala traccionada: $F_b = 0.84 \times 10^6 \alpha_b/(L\ d/A_f)$ Fórmula (7-7)				

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
	2500	3000	3500	4200
7.1.4.6b Compresión en miembros sometidos a flexión incluídos en 7.1.4.5, que no satisfacen 7.1.4.6a, flectados respecto a sus ejes mayores y arriostrados de manera que: $L_b \leq 640\ b_f/\sqrt{F_y}$ $F_b = 0.60\ F_y$	$12.8 b_f$ 1500	$11.7 b_f$ 1800	$10.8 b_f$ 2100	$9.9 b_f$ 2520
7.1.5 Aplastamiento en el área de contacto				
7.1.5.1 Aplastamiento en superficies precisamente planas incluyendo rigidizadores de soporte y pasadores en agujeros escariados taladrados o perforados: $F_p = 0.90\ F_y$	2250	2700	3150	3780
7.1.5.2 Aplastamiento en rodillos de expansión y balancines : $F_p = (F_y - 910)\ d/30$ (kgf/cm)	53.0 d	69.7 d	86.3 d	110 d
7.2 REMACHES, PERNOS Y PARTES ROSCADAS				
7.2.2 Aplastamiento en el área proyectada de pernos en conexiones tipo aplastamiento y de remaches: $F_p = 1.35\ F_y$	3375	4050	4725	5670

CAPITULO 11 R E L A C I O N E S A N C H O / E S P E S O R	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm²)			
	2500	3000	3500	4200
11.1 ELEMENTOS COMPRIMIDOS NO RIGIDIZADOS				
11.1.2 Relaciones máximas ancho/espesor para elementos no rigidizados de:				
- Angulos simples y dobles con separadores: $640/\sqrt{F_y}$	12.8	11.7	10.8	9.9
- Angulos dobles en contacto; ángulos o planchas que sobresalgan de vigas, columnas u otros miembros comprimidos; alas comprimidas de vigas; rigidizadores de vigas armadas: $800/\sqrt{F_y}$	16.0	14.6	13.5	12.3
- Almas de las secciones T : $1060/\sqrt{F_y}$	21.2	19.4	17.9	16.4
11.2 ELEMENTOS COMPRIMIDOS RIGIDIZADOS				
11.2.2 Relaciones máximas ancho/espesor para elementos rigidizados de:				
- Alas de secciones en cajón cuadradas o rectangulares de espesor uniforme: $2000/\sqrt{F_y}$	40.0	36.5	33.8	30.9
- Anchos no soportados de planchas de cubiertas perforadas: $2660/\sqrt{F_y}$	53.2	48.6	45.0	41.0
- Todos los demás elementos uniformemente comprimidos: $2120/\sqrt{F_y}$	42.4	38.7	35.8	32.7

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
	2500	3000	3500	4200
CAPITULO 12 V I G A S A R M A D A S Y V I G A S L A M I N A D A S				
12.1 DIMENSIONES				
Fuerza axial máxima resistida por vigas híbridas: $P = 0.15\ F_y\ A$ A = área total de la sección	375 A	450 A	525 A	630 A
12.2 ALMAS				
Distancia libre máxima entre alas: $h = \frac{980000}{\sqrt{F_y\ (F_y + 1160)}}\ t_w$	$324\ t_w$	$277\ t_w$	$243\ t_w$	$207\ t_w$
Cuando los rigidizadores transversales están separados 1.5d o menos, la distancia h no necesita ser menor que $17000\ t_w / \sqrt{F_y}$ donde F_y se refiere al acero del ala comprimida.	$340\ t_w$	$310\ t_w$	$287\ t_w$	$262\ t_w$
12.5 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES				
12.5.2 La máxima tensión cortante promedio en el alma F_v se calcula con las Fórmulas (12-1) o (12-2) según corresponda :	TABLAS A3			

		F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
		2500	3000	3500	4200
12.5.4 Área total requerida en los rigidizadores intermedios, según la Fórmula (12-3)		TABLAS A3			
Los rigidizadores intermedios requeridos por la Fórmula (12-2) se conectarán para transferir una fuerza cortante, en kilos sobre centímetro lineal, no menor que: $f_{vs} = h \sqrt{F_y^3} / 53000$ (kgf/cm) F_y = tensión cedente del alma.		2.36 h	3.10 h	3.91 h	5.14 h
12.7 CORTE Y TRACCIÓN COMBINADOS					
La tensión de tracción debida a momentos flectores en el plano del alma no superará $0.6\ F_y$ ni:	0.1	1500	1800	2100	2520
$F_b = (0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v})\ F_y$, Para f_v/F_v =	0.2	1500	1800	2100	2520
	0.3	1500	1800	2100	2520
Fórmula (12-7)	0.4	1500	1800	2100	2520
	0.5	1500	1800	2100	2520
	0.6	1500	1800	2100	2520
	0.7	1405	1690	1970	2365
	0.8	1315	1575	1840	2205
	0.9	1220	1465	1705	2050
	1.0	1125	1350	1575	1890

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm²)			
	2500	3000	3500	4200
12.10 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA				
12.10.1 No se requieren rigidizadores de soporte bajo cargas concentradas interiores cuando se satisface la Fórmula (12-8): $R \,/ \left[t_w \,(d_R + 2\, d_f) \right] \leq 0.75\, F_y$:	1875	2250	2625	3150
o bajo las reacciones extremas si, según la Fórmula (12-9) : $R \,/ \left[t_w \,(d_R + d_f) \right] \leq 0.75\, F_y$:	1875	2250	2625	3150
CAPÍTULO 13 C O N S T R U C C I O N E S M I X T A S D E A C E R O Y C O N C R E T O				
13.2 HIPOTESIS DE DISEÑO				
13.2.1 Tracción y compresión para vigas mixtas embutidas considerando las propiedades de la sección mixta: $F_b = 0.66\, F_y$	1650	1980	2310	2772
Id. considerando sólo la sección de la viga de acero: $F_b = 0.76\, F_y$	1900	2280	2660	3190

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm²)			
	2500	3000	3500	4200
CAPITULO 19 M I E M B R O S C O M P U E S T O S				
19.2 MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION				
19.2.3 La separación longitudinal máxima para remaches y pernos intermedios, o soldaduras intermitentes, en miembros compuestos donde uno de sus componentes sea una plancha exterior, no excederá de 30 cm ni de $1060\ t / \sqrt{F_y}$:	21.2 t	19.4 t	17.9 t	16.4 t
La separación longitudinal máxima cuando los remaches o pernos están alternados no excederá de 45 cm ni de $1600\ t / \sqrt{F_y}$: t = espesor de la plancha exterior más delgada.	32.0 t	29.2 t	27.0 t	24.7 t

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
	2500	3000	3500	4200
CAPÍTULO 25 R E Q U I S I T O S P A R A E L D I S E Ñ O P L A S T I C O				
25.3 CRITERIOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE AGOTAMIENTO				
25.3.1 <u>Estabilidad de los pórticos arriostrados</u> La fuerza axial máxima debida a las cargas gravitacionales mayoradas más las laterales mayoradas en los miembros que forman el sistema de arriostramiento vertical será: $P = 0.85\ F_y\ A$: (A = área total del miembro)	2125 A	2550 A	2975 A	3570 A
25.3.2 <u>Estabilidad de los pórticos no arriostrados</u> Id. en los miembros de pórticos no arriostrados $P = 0.75\ F_y\ A$	1875 A	2250 A	2625 A	3150 A
25.4 COLUMNAS				
La relación del momento crítico de una columna sin carga axial y no arriostrada en la dirección débil, respecto al momento plástico de la sección de la columna, no será superior a 1 ni al valor obtenido con la Fórmula (25-4) : $\frac{M_m}{M_u} \leq 1.07 - \frac{(L/r_y)\sqrt{F_y}}{26500}$	$1.07 - .00189\ \frac{L}{r_y}$	$1.07 - .00207\ \frac{L}{r_y}$	$1.07 - .00223\ \frac{L}{r_y}$	$1.07 - .00245\ \frac{L}{r_y}$

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
	2500	3000	3500	4200
25.5 FUERZAS CORTANTES				
El corte en las almas no reforzadas de columnas y vigas, debido a cargas mayoradas, será : $V_u = 0.55\ F_y\ t_w\ d$ Fórmula (25-5)	1375 $t_w d$	1650 $t_w d$	1925 $t_w d$	2310 $t_w d$
25.7 MAXIMAS RELACIONES ANCHO/ESPESOR				
La máxima relación ancho/espesor de planchas de alas en secciones en cajón y planchas de cubierta similarmente comprimidas será: $b/t \leq 1600 / \sqrt{F_y}$	32.0	29.2	27.0	24.7
La máxima relación altura/espesor de las almas de los miembros sometidos a flexión plástica sin carga axial será: Cuando $P/P_y < 0.27$, úsese la Fórmula (25-6a) : $d/t_w \leq 3450\ (1-1.4\ P/P_y) / \sqrt{F_y}$	69.0 - 96.6P/P_y	63.0 - 88.2P/P_y	58.3 - 81.6P/P_y	53.2 - 74.5P/P_y
Cuando $P/P_y > 0.27$, úsese la Fórmula (25-6b) : $d/t_w \leq 2150 / \sqrt{F_y}$	43.0	39.3	36.3	33.2

	F_y = Tensión Cedente (kgf/cm^2)			
	2500	3000	3500	4200
25.9 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES				
La máxima relación de esbeltez crítica L_{cr}/r_y desde las secciones arriostradas donde se forman rótulas hasta las secciones adyacentes arriostradas similarmente en una viga o pórtico será:				
Cuando $-0.5 < M/M_u < 1.0$, úsese la Fórmula (25-7a) :				
$L_{cr}/r_y = 97000/F_y + 25$	63.8	57.3	52.7	48.1
Cuando $-1.0 \leq M/M_u \leq -0.5$, úsese la Fórmula (25-7b) :				
$L_{cr}/r_y \leq 97000/F_y$	38.8	32.3	27.7	23.1

TABLA A1 - 1

Tensiones normales admisibles en kgf/cm^2 para miembros comprimidos con una tensión cedente especificada F_y = 2500 kgf/cm^2

MIEMBROS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS						MIEMBROS PRINCIPALES				MIEMBROS SECUNDARIOS[1]			
kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	L/r	F_{as}	L/r	F_{as}
1	1497.	41	1332.	81	1072.	121	729.	161	417.	121	733.	161	524.
2	1495.	42	1326.	82	1064.	122	720.	162	412.	122	727.	162	521.
3	1492.	43	1321.	83	1057.	123	710.	163	406.	123	721.	163	518.
4	1489.	44	1315.	84	1049.	124	700.	164	402.	124	714.	164	515.
5	1486.	45	1310.	85	1041.	125	690.	165	397.	125	708.	165	512.
6	1483.	46	1304.	86	1033.	126	680.	166	392.	126	701.	166	509.
7	1480.	47	1298.	87	1026.	127	670.	167	387.	127	695.	167	506.
8	1476.	48	1292.	88	1018.	128	660.	168	383.	128	688.	168	503.
9	1473.	49	1287.	89	1010.	129	649.	169	378.	129	680.	169	501.
10	1470.	50	1281.	90	1002.	130	639.	170	374.	130	673.	170	498.
11	1466.	51	1275.	91	994.	131	629.	171	369.	131	666.	171	496.
12	1463.	52	1269.	92	986.	132	620.	172	365.	132	659.	172	493.
13	1459.	53	1263.	93	978.	133	611.	173	361.	133	653.	173	491.
14	1456.	54	1257.	94	970.	134	601.	174	357.	134	647.	174	489.
15	1452.	55	1250.	95	961.	135	593.	175	353.	135	641.	175	486.
16	1448.	56	1244.	96	953.	136	584.	176	349.	136	635.	176	484.
17	1444.	57	1238.	97	945.	137	575.	177	345.	137	629.	177	482.
18	1440.	58	1232.	98	936.	138	567.	178	341.	138	623.	178	480.
19	1436.	59	1225.	99	928.	139	559.	179	337.	139	618.	179	478.
20	1432.	60	1219.	100	920.	140	551.	180	333.	140	612.	180	476.
21	1428.	61	1212.	101	911.	141	543.	181	330.	141	607.	181	474.
22	1424.	62	1206.	102	902.	142	536.	182	326.	142	602.	182	473.
23	1420.	63	1199.	103	894.	143	528.	183	322.	143	597.	183	471.
24	1415.	64	1192.	104	885.	144	521.	184	319.	144	592.	184	469.
25	1411.	65	1186.	105	876.	145	514.	185	316.	145	587.	185	467.
26	1406.	66	1179.	106	868.	146	507.	186	312.	146	582.	186	466.
27	1402.	67	1172.	107	859.	147	500.	187	309.	147	578.	187	464.
28	1397.	68	1165.	108	850.	148	493.	188	306.	148	573.	188	463.
29	1393.	69	1158.	109	841.	149	486.	189	302.	149	569.	189	462.
30	1388.	70	1152.	110	832.	150	480.	190	299.	150	565.	190	460.
31	1383.	71	1145.	111	823.	151	474.	191	296.	151	561.	191	459.
32	1378.	72	1137.	112	814.	152	467.	192	293.	152	556.	192	458.
33	1373.	73	1130.	113	805.	153	461.	193	290.	153	553.	193	457.
34	1368.	74	1123.	114	795.	154	455.	194	287.	154	549.	194	455.
35	1363.	75	1116.	115	786.	155	450.	195	284.	155	545.	195	454.
36	1358.	76	1109.	116	777.	156	444.	196	281.	156	541.	196	453.
37	1353.	77	1101.	117	767.	157	438.	197	278.	157	538.	197	452.
38	1348.	78	1094.	118	758.	158	433.	198	275.	158	534.	198	452.
39	1343.	79	1087.	119	748.	159	427.	199	273.	159	531.	199	451.
40	1337.	80	1079.	120	739.	160	422.	200	270.	160	527.	200	450.

NOTA: λ_c = 128.8

[1] Para los miembros secundarios k = 1.0

TABLA A1 - 2

Tensiones normales admisibles en kgf/cm² para miembros comprimidos con una tensión cedente especificada
F_y = 3000 kgf/cm²

MIEMBROS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS						MIEMBROS PRINCIPALES				MIEMBROS SECUNDARIOS [1]			
kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	L/r	F_{as}	L/r	F_{as}
1	1796.	41	1572.	81	1214.	121	738.	161	417.	121	741.	161	524.
2	1793.	42	1565.	82	1204.	122	726.	162	412.	122	733.	162	521.
3	1789.	43	1557.	83	1193.	123	714.	163	406.	123	725.	163	518.
4	1785.	44	1550.	84	1183.	124	702.	164	402.	124	717.	164	515.
5	1781.	45	1542.	85	1172.	125	691.	165	397.	125	709.	165	512.
6	1777.	46	1534.	86	1161.	126	680.	166	392.	126	701.	166	509.
7	1773.	47	1526.	87	1151.	127	670.	167	387.	127	694.	167	506.
8	1769.	48	1518.	88	1140.	128	659.	168	383.	128	687.	168	503.
9	1764.	49	1510.	89	1129.	129	649.	169	378.	129	680.	169	501.
10	1760.	50	1502.	90	1118.	130	639.	170	374.	130	673.	170	498.
11	1755.	51	1494.	91	1107.	131	629.	171	369.	131	666.	171	496.
12	1751.	52	1486.	92	1095.	132	620.	172	365.	132	659.	172	493.
13	1746.	53	1477.	93	1084.	133	611.	173	361.	133	653.	173	491.
14	1741.	54	1469.	94	1073.	134	601.	174	357.	134	647.	174	489.
15	1736.	55	1461.	95	1061.	135	593.	175	353.	135	641.	175	486.
16	1731.	56	1452.	96	1050.	136	584.	176	349.	136	635.	176	484.
17	1725.	57	1443.	97	1038.	137	575.	177	345.	137	629.	177	482.
18	1720.	58	1435.	98	1027.	138	567.	178	341.	138	623.	178	480.
19	1715.	59	1426.	99	1015.	139	559.	179	337.	139	618.	179	478.
20	1709.	60	1417.	100	1003.	140	551.	180	333.	140	612.	180	476.
21	1704.	61	1408.	101	991.	141	543.	181	330.	141	607.	181	474.
22	1698.	62	1399.	102	979.	142	536.	182	326.	142	602.	182	473.
23	1692.	63	1390.	103	967.	143	528.	183	322.	143	597.	183	471.
24	1686.	64	1381.	104	955.	144	521.	184	319.	144	592.	184	469.
25	1680.	65	1372.	105	943.	145	514.	185	316.	145	587.	185	467.
26	1674.	66	1362.	106	931.	146	507.	186	312.	146	582.	186	466.
27	1668.	67	1353.	107	918.	147	500.	187	309.	147	578.	187	464.
28	1662.	68	1344.	108	906.	148	493.	188	306.	148	573.	188	463.
29	1655.	69	1334.	109	894.	149	486.	189	302.	149	569.	189	462.
30	1649.	70	1325.	110	881.	150	480.	190	299.	150	565.	190	460.
31	1642.	71	1315.	111	868.	151	474.	191	296.	151	561.	191	459.
32	1636.	72	1305.	112	855.	152	467.	192	293.	152	556.	192	458.
33	1629.	73	1295.	113	843.	153	461.	193	290.	153	553.	193	457.
34	1622.	74	1286.	114	830.	154	455.	194	287.	154	549.	194	455.
35	1615.	75	1276.	115	817.	155	450.	195	284.	155	545.	195	454.
36	1608.	76	1266.	116	803.	156	444.	196	281.	156	541.	196	453.
37	1601.	77	1255.	117	790.	157	438.	197	278.	157	538.	197	452.
38	1594.	78	1245.	118	776.	158	433.	198	275.	158	534.	198	452.
39	1587.	79	1235.	119	763.	159	427.	199	273.	159	531.	199	451.
40	1580.	80	1225.	120	750.	160	422.	200	270.	160	527.	200	450.

NOTA: λ_c = 117.6

[1] Para los miembros secundarios k = 1.0

TABLA A1 - 3

Tensiones normales admisibles en kgf/cm² para miembros comprimidos con una tensión cedente especificada F_y = 3500 kgf/cm²

MIEMBROS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS						MIEMBROS PRINCIPALES				MIEMBROS SECUNDARIOS [1]			
kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	L/r	F_{as}	L/r	F_{as}
1	2096.	41	1805.	81	1336.	121	738.	161	417.	121	741.	161	524.
2	2091.	42	1796.	82	1322.	122	726.	162	412.	122	733.	162	521.
3	2086.	43	1786.	83	1309.	123	714.	163	406.	123	725.	163	518.
4	2081.	44	1776.	84	1295.	124	702.	164	402.	124	717.	164	515.
5	2076.	45	1766.	85	1281.	125	691.	165	397.	125	709.	165	512.
6	2071.	46	1756.	86	1266.	126	680.	166	392.	126	701.	166	509.
7	2066.	47	1745.	87	1252.	127	670.	167	387.	127	694.	167	506.
8	2060.	48	1735.	88	1238.	128	659.	168	383.	128	687.	168	503.
9	2055.	49	1724.	89	1223.	129	649.	169	378.	129	680.	169	501.
10	2049.	50	1714.	90	1209.	130	639.	170	374.	130	673.	170	498.
11	2043.	51	1703.	91	1194.	131	629.	171	369.	131	666.	171	496.
12	2037.	52	1692.	92	1179.	132	620.	172	365.	132	659.	172	493.
13	2031.	53	1681.	93	1164.	133	611.	173	361.	133	653.	173	491.
14	2024.	54	1670.	94	1149.	134	601.	174	357.	134	647.	174	489.
15	2018.	55	1659.	95	1134.	135	593.	175	353.	135	641.	175	486.
16	2011.	56	1648.	96	1119.	136	584.	176	349.	136	635.	176	484.
17	2005.	57	1637.	97	1104.	137	575.	177	345.	137	629.	177	482.
18	1998.	58	1625.	98	1088.	138	567.	178	341.	138	623.	178	480.
19	1991.	59	1614.	99	1073.	139	559.	179	337.	139	618.	179	478.
20	1983.	60	1602.	100	1057.	140	551.	180	333.	140	612.	180	476.
21	1976.	61	1591.	101	1041.	141	543.	181	330.	141	607.	181	474.
22	1969.	62	1579.	102	1025.	142	536.	182	326.	142	602.	182	473.
23	1961.	63	1567.	103	1009.	143	528.	183	322.	143	597.	183	471.
24	1954.	64	1555.	104	993.	144	521.	184	319.	144	592.	184	469.
25	1946.	65	1543.	105	977.	145	514.	185	316.	145	587.	185	467.
26	1938.	66	1531.	106	960.	146	507.	186	312.	146	582.	186	466.
27	1930.	67	1518.	107	944.	147	500.	187	309.	147	578.	187	464.
28	1922.	68	1506.	108	927.	148	493.	188	306.	148	573.	188	463.
29	1913.	69	1494.	109	909.	149	486.	189	302.	149	569.	189	462.
30	1905.	70	1481.	110	893.	150	480.	190	299.	150	565.	190	460.
31	1897.	71	1468.	111	877.	151	474.	191	296.	151	561.	191	459.
32	1888.	72	1456.	112	861.	152	467.	192	293.	152	556.	192	458.
33	1879.	73	1443.	113	846.	153	461.	193	290.	153	553.	193	457.
34	1870.	74	1430.	114	831.	154	455.	194	287.	154	549.	194	455.
35	1861.	75	1417.	115	817.	155	450.	195	284.	155	545.	195	454.
36	1852.	76	1404.	116	803.	156	444.	196	281.	156	541.	196	453.
37	1843.	77	1390.	117	789.	157	438.	197	278.	157	538.	197	452.
38	1834.	78	1377.	118	776.	158	433.	198	275.	158	534.	198	452.
39	1824.	79	1363.	119	763.	159	427.	199	273.	159	531.	199	451.
40	1815.	80	1350.	120	750.	160	422.	200	270.	160	527.	200	450.

NOTA: $\lambda_c = 108.9$

[1] Para los miembros secundarios k = 1.0

TABLA A1 - 4

Tensiones normales admisibles en kgf/cm^2 para miembros comprimidos con una tensión cedente especificada
F_y = 4200 kgf/cm^2

MIEMBROS	PRINCIPALES Y SECUNDARIOS					MIEMBROS PRINCIPALES				MIEMBROS SECUNDARIOS [1]			
kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	kL/r	F_a	L/r	F_{as}	L/r	F_{as}
1	2514.	41	2120.	81	1473.	121	738.	161	417.	121	741.	161	524.
2	2508.	42	2107.	82	1453.	122	726.	162	412.	122	733.	162	521.
3	2502.	43	2093.	83	1434.	123	714.	163	406.	123	725.	163	518.
4	2495.	44	2079.	84	1415.	124	702.	164	402.	124	717.	164	515.
5	2489.	45	2066.	85	1395.	125	691.	165	397.	125	709.	165	512.
6	2482.	46	2052.	86	1375.	126	680.	166	392.	126	701.	166	509.
7	2475.	47	2037.	87	1355.	127	670.	167	387.	127	694.	167	506.
8	2467.	48	2023.	88	1335.	128	659.	168	383.	128	687.	168	503.
9	2460.	49	2009.	89	1315.	129	649.	169	378.	129	680.	169	501.
10	2452.	50	1994.	90	1295.	130	639.	170	374.	130	673.	170	498.
11	2444.	51	1980.	91	1274.	131	629.	171	369.	131	666.	171	496.
12	2436.	52	1965.	92	1253.	132	620.	172	365.	132	659.	172	493.
13	2427.	53	1950.	93	1233.	133	611.	173	361.	133	653.	173	491.
14	2419.	54	1935.	94	1212.	134	601.	174	357.	134	647.	174	489.
15	2410.	55	1919.	95	1190.	135	593.	175	353.	135	641.	175	486.
16	2401.	56	1904.	96	1169.	136	584.	176	349.	136	635.	176	484.
17	2392.	57	1888.	97	1147.	137	575.	177	345.	137	629.	177	482.
18	2383.	58	1873.	98	1126.	138	567.	178	341.	138	623.	178	480.
19	2373.	59	1857.	99	1104.	139	559.	179	337.	139	618.	179	478.
20	2363.	60	1841.	100	1080.	140	551.	180	333.	140	612.	180	476.
21	2353.	61	1825.	101	1059.	141	543.	181	330.	141	607.	181	474.
22	2343.	62	1809.	102	1038.	142	536.	182	326.	142	602.	182	473.
23	2333.	63	1792.	103	1018.	143	528.	183	322.	143	597.	183	471.
24	2323.	64	1776.	104	999.	144	521.	184	319.	144	592.	184	469.
25	2312.	65	1759.	105	980.	145	514.	185	316.	145	587.	185	467.
26	2301.	66	1742.	106	961.	146	507.	186	312.	146	582.	186	466.
27	2290.	67	1725.	107	943.	147	500.	187	309.	147	578.	187	464.
28	2279.	68	1708.	108	926.	148	493.	188	306.	148	573.	188	463.
29	2268.	69	1691.	109	909.	149	486.	189	302.	149	569.	189	462.
30	2257.	70	1673.	110	893.	150	480.	190	299.	150	565.	190	460.
31	2245.	71	1656.	111	877.	151	474.	191	296.	151	561.	191	459.
32	2233.	72	1638.	112	861.	152	467.	192	293.	152	556.	192	458.
33	2221.	73	1620.	113	846.	153	461.	193	290.	153	553.	193	457.
34	2209.	74	1602.	114	831.	154	455.	194	287.	154	549.	194	455.
35	2197.	75	1584.	115	817.	155	450.	195	284.	155	545.	195	454.
36	2184.	76	1566.	116	803.	156	444.	196	281.	156	541.	196	453.
37	2172.	77	1548.	117	789.	157	438.	197	278.	157	538.	197	452.
38	2159.	78	1529.	118	776.	158	433.	198	275.	158	534.	198	452.
39	2146.	79	1510.	119	763.	159	427.	199	273.	159	531.	199	451.
40	2133.	80	1492.	120	750.	160	422.	200	270.	160	527.	200	450.

NOTA: λ_c = 99.4

[1] Para los miembros secundarios k = 1.0

TABLA A1 - A

Valores de σ_a

Cuando kL/r no excede λ_c, las tensiones normales admisibles en compresión para cualquier calidad de acero se pueden determinar mediante la expresión $F_a = \sigma_a F_y$, donde σ_a es el coeficiente tabulado.

$\frac{kL/r}{\lambda_c}$	σ_a	$\frac{kL/r}{\lambda_c}$	σ_a	$\frac{kL/r}{\lambda_c}$	σ_a	$\frac{kL/r}{\lambda_c}$	σ_a
.01	.599	.26	.548	.51	.472	.76	.375
.02	.597	.27	.546	.52	.469	.77	.371
.03	.596	.28	.543	.53	.465	.78	.366
.04	.594	.29	.540	.54	.462	.79	.362
.05	.593	.30	.538	.55	.458	.80	.357
.06	.591	.31	.535	.56	.455	.81	.353
.07	.589	.32	.532	.57	.451	.82	.348
.08	.588	.33	.529	.58	.447	.83	.344
.09	.586	.34	.527	.59	.444	.84	.339
.10	.584	.35	.524	.60	.440	.85	.335
.11	.582	.36	.521	.61	.436	.86	.330
.12	.580	.37	.518	.62	.432	.87	.325
.13	.578	.38	.515	.63	.428	.88	.321
.14	.576	.39	.512	.64	.424	.89	.316
.15	.574	.40	.509	.65	.420	.90	.311
.16	.572	.41	.506	.66	.416	.91	.306
.17	.570	.42	.502	.67	.412	.92	.301
.18	.568	.43	.499	.68	.408	.93	.296
.19	.565	.44	.496	.69	.404	.94	.291
.20	.563	.45	.493	.70	.400	.95	.286
.21	.561	.46	.489	.71	.396	.96	.281
.22	.558	.47	.486	.72	.392	.97	.276
.23	.556	.48	.483	.73	.388	.98	.271
.24	.553	.49	.479	.74	.384	.99	.266
.25	.551	.50	.476	.75	.379	1.00	.261

Nota: Use los valores de $\frac{kL/r}{\lambda'_c}$ en lugar de los $\frac{kL/r}{\lambda_c}$ cuando las relaciones ancho/espesor exceden los límites establecidos en el Capítulo 11.

TABLA A1 - B Valores de λ_c

para ser utilizados en las Fórmulas (7-1), (7-2) y (7-3) de la Sección 7.1.3 y en la Tabla A1-A.

F_y (kgf/cm^2)	λ_c
2320	133.7
2400	131.5
2465	129.7
2500	128.8
2745	122.9
2815	121.4
2955	118.5
3000	117.6
3165	114.5
3235	113.2
3300	112.1
3500	108.9
3520	108.5
3600	107.3
3870	103.5
4200	99.4
4220	99.1
4575	95.2
6335	80.9
7030	76.8

TABLA A2

Valores de F'_e (kgf/cm^2) para ser utilizados en la Fórmula (8-1a) del Artículo 8.1, para todas las calidades de acero.

$$F'_e = 10.8x10^6/(k\ L_b/r_b)^2$$

$\frac{kL_b}{r_b}$	F'_e	$\frac{kL_b}{r_b}$	F'_e	$\frac{kL_b}{r_b}$	F'_e	$\frac{kL_b}{r_b}$	F'_e	$\frac{kL_b}{r_b}$	F'_e
1	—	41	6425.	81	1646.	121	738.	161	417.
2	—	42	6122.	82	1606.	122	726.	162	412.
3	—	43	5841.	83	1568.	123	714.	163	406.
4	675000	44	5579.	84	1531.	124	702.	164	402.
5	432000	45	5333.	85	1495.	125	691.	165	397.
6	300000	46	5104.	86	1460.	126	680.	166	392.
7	220408	47	4889.	87	1427.	127	670.	167	387.
8	168750	48	4687.	88	1395.	128	659.	168	383.
9	133333	49	4498.	89	1363.	129	647.	169	378.
10	108000	50	4320.	90	1333.	130	639.	170	374.
11	89256.	51	4152.	91	1304.	131	629.	171	369.
12	75000.	52	3994.	92	1276.	132	620.	172	365.
13	63905.	53	3845.	93	1249.	133	611.	173	361.
14	55102.	54	3704.	94	1222.	134	601.	174	357.
15	48000.	55	3570.	95	1197.	135	593.	175	353.
16	42187.	56	3444.	96	1172.	136	584.	176	349.
17	37370.	57	3324.	97	1148.	137	575.	177	345.
18	33333.	58	3210.	98	1125.	138	567.	178	341.
19	29917.	59	3103.	99	1102.	139	559.	179	337.
20	27000.	60	3000.	100	1080.	140	551.	180	333.
21	24490.	61	2902.	101	1059.	141	543.	181	330.
22	22314.	62	2810.	102	1038.	142	536.	182	326.
23	20416.	63	2721.	103	1018.	143	528.	183	322.
24	18750.	64	2637.	104	999.	144	521.	184	319.
25	17280.	65	2556.	105	980.	145	514.	185	316.
26	15976.	66	2479.	106	961.	146	507.	186	312.
27	14815.	67	2406.	107	943.	147	500.	187	309.
28	13776.	68	2336.	108	926.	148	493.	188	306.
29	12842.	69	2268.	109	909.	149	486.	189	302.
30	12000.	70	2204.	110	893.	150	480.	190	299.
31	11238.	71	2142.	111	877.	151	474.	191	296.
32	10547.	72	2083.	112	861.	152	467.	192	293.
33	9917.	73	2027.	113	846.	153	461.	193	290.
34	9343.	74	1972.	114	831.	154	455.	194	287.
35	8816.	75	1920.	115	817.	155	450.	195	284.
36	8333.	76	1670.	116	803.	156	444.	196	281.
37	7889.	77	1822.	117	789.	157	438.	197	278.
38	7479.	78	1775.	118	776.	158	433.	198	275.
39	7101.	79	1730.	119	763.	159	427.	199	273.
40	6750.	80	1687.	120	750.	160	422.	200	270.

TABLA A3 - 1. Valores de la tensión cortante admisible F_v (kgf/cm²) en vigas armadas, para un acero con una tensión cedente F_y = 2500 kgf/cm².

Los valores inferiores indican las área totales, en porcentaje del área del alma, requeridas para rigidizadores intermedios en parejas, cuyo acero tiene una tensión cedente de 2500 kgf/cm². Para encontrar las áreas de rigidizadores de un solo ángulo multiplíquese los valores inferiores por 1.8; para las de rigidizadores de una sola plancha, multiplíquese por 2.4.

Las vigas cuyas dimensiones sean tales que el corte calculado es menor que el dado en la última columna, no requieren rigidizadores transversales intermedios.

h/t_w	Relación de aspecto a/h													
	.50	.60	.70	.80	.90	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.50	3.00	>3.0
60	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
70	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	975	959	921
80	1000	1000	1000	1000	1000	1000	994	948	916	894	878	856 .1	845 .2	806
90	1000	1000	1000	1000	1000	948	883	850 .3	831 .7	817 .9	806 1.0	786 1.1	773 1.1	717
100	1000	1000	1000	980	908	858 .2	821 1.1	795 1.6	777 1.9	762 2.0	751 2.0	729 1.9	706 1.8	608
110	1000	1000	979	891	841 .7	810 1.5	775 2.3	750 2.7	720 3.0	695 3.2	676 3.3	641 3.1	619 2.9	502
120	1000	1000	898	837 .8	800 1.9	771 2.6	724 3.6	682 4.2	651 4.5	627 4.5	609 4.4	575 4.1	552 3.6	422
130	1000	932	844 .6	800 1.9	765 2.9	721 4.0	664 5.1	625 5.5	597 5.6	574 5.5	556 5.3	523 4.8	500 4.2	360
140	1000	865	810 1.7	768 2.9	715 4.3	668 5.5	617 6.3	581 6.6	554 6.5	532 6.3	515 6.1	482 5.4	459 4.7	310
150	937	832 1.0	780 2.5	723 4.2	668 5.7	626 6.6	578 7.3	545 7.4	519 7.3	499 7.0	482 6.6	449 5.8	425 5.1	270
160	878	804 1.8	748 3.5	679 5.5	629 6.8	591 7.6	547 8.1	515 8.1	491 7.8	471 7.5	454 7.1	422 6.2	**	237
170	844 .6	778 2.6	704 4.8	642 6.6	597 7.7	562 8.4	521 8.8	491 8.7	467 8.3	448 7.9	431 7.5	**	**	210
180	818 1.3	750 3.4	668 5.9	611 7.5	570 8.5	538 9.1	499 9.3	470 9.1	448 8.8	429 8.3	412 7.8	**	**	188
200	774 2.6	678 5.5	610 7.6	563 8.9	527 9.7	500 10.1	465 10.2	438 9.9	417 9.4	**	**	**	**	152
220	715 4.3	625 7.1	567 8.9	527 10.0	496 10.6	471 10.9	439 10.8	**	**	**	**	**	**	126
240	662 5.8	585 8.3	535 9.8	499 10.8	472 11.3	450 11.5	**	**	**	**	**	**	**	106
260	620 7.0	554 9.2	510 10.6	478 11.4	454 11.8	433 12.0	**	**	**	**	**	**	**	90
280	587 7.9	529 10.0	490 11.2	461 11.9	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
300	561 8.7	509 10.6	474 11.7	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
320	539 9.3	492 11.0	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
340	521 9.8	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**

** INDICA NO PERMITIDO.

TABLA A3 - 2. Valores de la tensión cortante admisible F_v (kgf/cm^2) en vigas armadas, para un acero con una tensión cedente F_y = 3000 kgf/cm^2.

Los valores inferiores indican las áreas totales, en porcentaje del área del alma, requeridas para rigidizadores intermedios en parejas, cuyo acero tiene una tensión cedente de 3000 kgf/cm^2. Para encontrar las áreas de otros tipos de rigidizadores transversales intermedios, multiplíquese los valores inferiores por el factor apropiado de la subtabla anexa.

Las vigas cuyas dimensiones sean tales que el corte calculado es menor que el dado en la última columna, no requieren rigidizadores transversales intermedios.

h/t_w	Relación de aspecto a/h													
	.50	.60	.70	.80	.90	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.50	3.00	>3.0
50	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
60	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1177
70	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1186	1147	1120	1100	1068	1050	1009
80	1200	1200	1200	1200	1200	1168	1089	1038	1015 .4	998 .6	985 .8	961 .9	947 .9	883
90	1200	1200	1200	1193	1105	1038	994 .9	963 1.4	940 1.7	923 1.8	909 1.9	885 1.8	865 1.7	751
100	1200	1200	1180	1074	1012 .6	975 1.5	933 2.2	903 2.6	869 3.0	839 3.2	815 3.2	774 3.1	747 2.8	608
110	1200	1200	1073	1002 .9	958 1.9	923 2.7	865 3.7	814 4.3	777 4.6	749 4.6	727 4.5	686 4.1	659 3.7	502
120	1200	1106	1006 .8	954 2.1	913 3.0	855 4.2	788 5.3	742 5.7	708 5.8	681 5.7	660 5.5	620 4.9	592 4.3	422
130	1184	1028 .2	963 1.9	913 3.1	844 4.7	789 5.8	728 6.6	686 6.8	654 6.7	628 6.5	608 6.2	568 5.5	540 4.8	360
140	1100	987 1.3	925 2.8	849 4.6	785 6.1	736 7.0	680 7.6	641 7.7	611 7.5	586 7.2	566 6.8	527 5.9	499 5.2	310
150	1031 .2	951 2.2	874 4.1	795 6.0	737 7.2	693 8.0	642 8.4	605 8.3	576 8.1	552 7.7	533 7.3	494 6.3	466 5.5	270
160	996 1.0	919 2.9	821 5.4	750 7.1	698 8.1	658 8.8	611 9.1	576 8.9	548 8.6	525 8.1	505 7.7	467 6.7	**	237
170	964 1.8	870 4.2	777 6.5	713 8.0	666 8.9	629 9.5	585 9.6	551 9.4	524 9.0	502 8.5	483 8.0	**	**	210
180	936 2.4	824 5.3	741 7.4	682 8.7	639 9.6	605 10.0	563 10.1	531 9.8	504 9.3	482 8.8	464 8.3	**	**	188
200	861 4.2	753 7.0	683 8.8	634 9.9	597 10.6	567 10.9	529 10.8	499 10.4	474 9.9	**	**	**	**	152
220	791 5.9	700 8.3	640 9.9	598 10.8	565 11.3	539 11.5	503 11.3	**	**	**	**	**	**	126
240	738 7.1	660 9.3	608 10.7	571 11.5	541 11.9	517 12.0	**	**	**	**	**	**	**	106
260	696 8.1	628 10.1	583 11.3	549 12.0	523 12.3	501 12.4	**	**	**	**	**	**	**	90
280	664 8.9	604 10.7	563 11.8	533 12.4	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
300	637 9.5	584 11.2	547 12.2	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**

Tensión cedente del rigidizador F_y	Rigidizadores en parejas	Rigidizadores de un solo ángulo	Rigidizadores de una sola plancha
3000	1.0	1.8	2.4
2500	1.2	2.1	2.8

TABLA A3 - 3. Valores de la tensión cortante admisible F_v (kgf/cm²) en vigas armadas, para un acero con una tensión cedente F_y = 3500 kgf/cm².

Los valores inferiores indican las áreas totales, en porcentaje del área del alma, requeridas para rigidizadores intermedios en parejas, cuyo acero tiene una tensión cedente de 3500 kgf/cm². Para encontrar las áreas de otros tipos de rigidizadores transversales intermedios, multiplíquese los valores inferiores por el factor apropiado de la subtabla anexa.

Las vigas cuyas dimensiones sean tales que el corte calculado es menor que el dado en la última columna, no requieren rigidizadores transversales intermedios.

h/t_w	Relación de aspecto a/h													
	.50	.60	.70	.80	.90	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.50	3.00	>3.0
50	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400
60	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1386	1346	1324	1272
70	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1344	1282	1239	1210 .0	1195 .2	1168 .4	1152 .5	1090
80	1400	1400	1400	1400	1343	1261	1189 .4	1153 1.0	1126 1.3	1106 1.4	1090 1.5	1062 1.5	1043 1.4	950
90	1400	1400	1400	1289	1201 .2	1156 1.1	1106 1.9	1071 2.3	1045 2.5	1013 2.7	986 2.8	937 2.7	905 2.5	751
100	1400	1400	1274	1181 .6	1129 1.7	1088 2.4	1030 3.3	969 4.0	926 4.3	893 4.3	866 4.3	819 3.9	787 3.5	608
110	1400	1303	1181 .6	1119 1.9	1071 2.9	1008 4.0	929 5.1	874 5.6	834 5.6	803 5.5	778 5.4	731 4.8	699 4.2	502
120	1386	1201 .2	1125 1.8	1067 3.0	987 4.6	923 5.7	852 6.5	802 6.8	765 6.7	735 6.5	711 6.2	665 5.5	632 4.8	422
130	1279	1149 1.3	1078 2.8	988 4.7	913 6.1	856 7.0	792 7.6	746 7.7	711 7.5	682 7.2	659 6.8	613 6.0	580 5.2	360
140	1198 .3	1105 2.3	1011 4.3	920 6.1	854 7.3	803 8.1	744 8.5	701 8.4	668 8.1	640 7.8	617 7.3	572 6.4	539 5.6	310
150	1154 1.2	1064 3.1	947 5.6	866 7.3	806 8.3	761 8.9	706 9.2	665 9.0	633 8.7	606 8.2	584 7.8	539 6.7	506 5.8	270
160	1115 2.0	999 4.5	894 6.8	821 8.2	768 9.1	726 9.6	674 9.8	636 9.5	605 9.1	579 8.6	556 8.1	512 7.0	**	237
170	1081 2.7	944 5.6	850 7.7	784 9.0	735 9.8	697 10.2	648 10.2	611 9.9	581 9.4	556 8.9	534 8.4	**	**	210
180	1032 3.7	899 6.6	814 8.5	754 9.6	708 10.3	672 10.7	627 10.6	591 10.2	561 9.7	536 9.2	515 8.6	**	**	188
200	937 5.6	827 8.1	756 9.7	705 10.7	666 11.2	634 11.4	592 11.3	559 10.8	531 10.2	**	**	**	**	152
220	867 7.0	775 9.2	713 10.6	669 11.4	635 11.8	606 12.0	567 11.7	**	**	**	**	**	**	126
240	814 8.1	734 10.1	681 11.3	642 12.0	611 12.3	585 12.4	**	**	**	**	**	**	**	106
260	773 8.9	703 10.8	656 11.8	621 12.4	592 12.7	568 12.7	**	**	**	**	**	**	**	**
280	740 9.6	678 11.3	636 12.3	604 12.8	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**

Tensión cedente del rigidizador F_y	Rigidizadores en parejas	Rigidizadores de un solo ángulo	Rigidizadores de una sola plancha
3500	1.0	1.8	2.4
2500	1.4	2.5	3.3

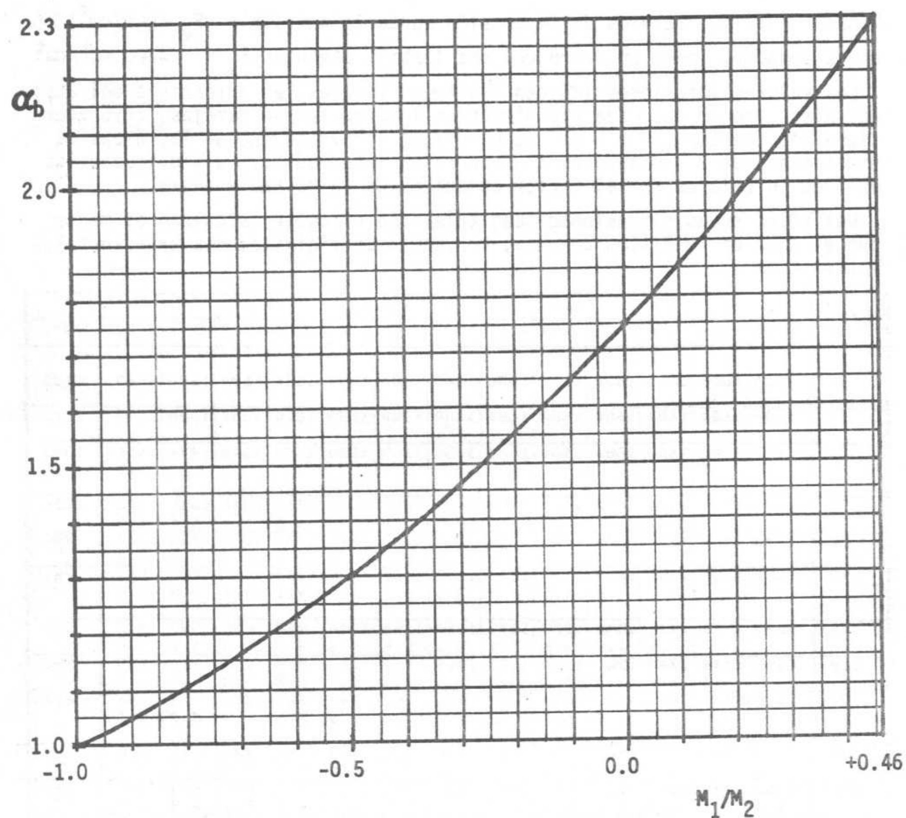
TABLA A3 - 4. Valores de la tensión cortante admisible F_v (kgf/cm²) en vigas armadas, para un acero con una tensión cedente F_y = 4200 kgf/cm².

Los valores inferiores indican las áreas totales, en porcentaje del área del alma, requeridas para rigidizadores intermedios en parejas, cuyo acero tiene una tensión cedente de 4200 kgf/cm². Para encontrar las áreas de otros tipos de rigidizadores transversales intermedios, multiplíquese los valores inferiores por el factor apropiado de la subtabla anexa.

Las vigas cuyas dimensiones sean tales que el corte calculado es menor que el dado en la última columna, no requieren rigidizadores transversales intermedios.

h/t_w	Relación de aspecto a/h													
	.50	.60	.70	.80	.90	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.50	3.00	>3.0
40	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680
50	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1672
60	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1638	1584	1546	1518	1474	1451 .0	1393
70	1680	1680	1680	1680	1680	1579	1472	1421 .4	1389 .8	1365 1.0	1346 1.1	1313 1.2	1292 1.1	1194
80	1680	1680	1680	1589	1472	1410 .7	1349 1.6	1307 2.0	1275 2.2	1251 2.3	1224 2.4	1165 2.4	1127 2.2	950
90	1680	1680	1551	1429 .4	1366 1.5	1316 2.3	1256 3.0	1182 3.7	1129 4.0	1089 4.1	1057 4.1	1000 3.8	961 3.4	751
100	1680	1570	1420 .6	1346 1.9	1288 2.8	1215 3.9	1119 5.1	1054 5.5	1006 5.6	968 5.5	938 5.3	882 4.8	843 4.2	608
110	1656	1438 .3	1347 1.9	1281 3.0	1180 4.7	1103 5.8	1018 6.6	959 6.8	914 6.7	879 6.5	850 6.2	794 5.5	755 4.8	502
120	1518	1371 1.5	1286 3.0	1172 4.9	1084 6.3	1017 7.2	941 7.8	887 7.8	845 7.6	811 7.3	782 6.9	728 6.0	688 5.3	422
130	1424 .5	1314 2.5	1193 4.6	1087 6.4	1010 7.6	951 8.3	881 8.7	830 8.6	790 8.3	758 7.9	730 7.5	676 6.5	636 5.6	360
140	1368 1.4	1249 3.6	1113 6.0	1020 7.6	951 8.6	898 9.2	834 9.4	786 9.2	747 8.8	716 8.3	689 7.9	635 6.8	595 5.9	310
150	1320 2.3	1169 5.0	1049 7.2	966 8.6	904 9.4	855 9.9	795 10.0	750 9.7	713 9.2	682 8.7	655 8.2	602 7.1	562 6.1	270
160	1271 3.1	1103 6.2	996 8.1	921 9.3	865 10.1	820 10.5	764 10.5	720 10.1	684 9.6	654 9.0	628 8.5	575 7.3	**	237
170	1199 4.3	1049 7.1	952 8.9	884 10.0	832 10.6	791 10.9	738 10.8	696 10.4	661 9.9	631 9.3	605 8.7	**	**	210
180	1139 5.3	1003 7.9	916 9.6	853 10.5	805 11.1	767 11.3	716 11.2	675 10.7	641 10.1	612 9.5	586 8.9	**	**	188
200	1044 7.0	932 9.2	858 10.6	805 11.4	763 11.8	729 12.0	682 11.7	643 11.2	610 10.5	**	**	**	**	152
220	974 8.1	879 10.1	816 11.3	769 12.0	732 12.3	701 12.4	656 12.1	**	**	**	**	**	**	**
240	921 9.1	839 10.8	783 11.9	741 12.5	708 12.8	679 12.8	**	**	**	**	**	**	**	**
260	880 9.8	808 11.4	758 12.4	720 12.9	689 13.1	663 13.1	**	**	**	**	**	**	**	**

Tensión cedente del rigidizador F_y	Rigidizadores en parejas	Rigidizadores de un solo ángulo	Rigidizadores de una sola plancha
4200	1.0	1.8	2.4
2500	1.7	3.0	4.0



$$\alpha_b = 1.75 + 1.05\frac{M_1}{M_2} + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leqslant 2.3$$

Figura A1. Coeficiente α_b, Artículo 7.1.4.6a.

APÉNDICE B FATIGA

B1 CONDICIONES DE CARGA Y TIPO DE UBICACIÓN DEL MATERIAL

En el diseño de miembros y conexiones sometidos a variaciones repetidas de tensiones producidas por cargas variables se tomarán en cuenta el número de ciclos de tensiones, el recorrido esperado de las tensiones y el tipo y ubicación del miembro o detalle considerado.

Las condiciones de carga se clasificarán como se indica en la Tabla B1.

TABLA B1

Condición de Carga	Número de Ciclos de Carga	
	Desde	Hasta
1	20 000 [1]	100 000 [2]
2	100 000	500 000 [3]
3	500 000	2 000 000 [4]
4	más de 2 000 000	

[1] Aproximadamente equivalente a 2 aplicaciones diarias durante 25 años.

[2] Id. a 10 aplicaciones diarias durante 25 años.

[3] Id. a 50 aplicaciones diarias durante 25 años.

[4] Id. a 200 aplicaciones diarias durante 25 años.

El tipo y la ubicación del material se clasificarán según las categorías que se indican en la Tabla B2.

TABLA B2

Condición General	Situación	Clase de Tensión [1]	Categoría de Tensiones [2]	Ejemplos Ilustrativos [3]
Metal Simple	Metal base con superficies laminadas o limpias	T o Inv.	A	1,2
Miembros Compuestos	Metal base y metal de soldadura en miembros sin apéndices, compuestos de planchas o perfiles conectados por soldaduras de ranura continuas de penetración completa paralelas a la dirección de la tensión aplicada.	T o Inv.	B	3,4
	Metal base y metal de soldadura en miembros sin apéndices, compuestos de planchas o perfiles unidos por soldaduras de filete continuas paralelas a la dirección de la tensión aplicada.	T o Inv.	B	4,5,6
	Tensión calculada en flexión f_b, en el borde de soldaduras en almas o alas de vigas adyacentes a rigidizadores transversales soldados: Cuando $f_v \le F_v/2$ Cuando $f_v > F_v/2$ donde F_v = tensión cortante admisible.	 T o Inv. T o Inv.	 C D	 7 7
	Metal base en el extremo de planchas de cubierta soldadas de longitud parcial, con extremos rectangulares o de ancho decreciente, con o sin soldadura transversal en los extremos.	T o Inv.	E	5

TABLA B2 (continuación)

Condición General	Situación	Clase de Tensión [1]	Categoría de Tensiones [2]	Ejemplos Ilustrativos [3]
Juntas con conectores mecánicos	Metal base en el área neta de conexiones con pernos de alta resistencia, salvo conexiones de aplastamiento sometidos a inversión de tensiones, y uniones cargadas axialmente que induzcan flexiones fuera del plano en el material conectado.	T o Inv.	A	8
	Metal base en el área neta de otras juntas con conectores mecánicos.[4]	T o Inv.	B	8,9
Soldaduras de Ranura	Metal base y metal de soldadura en empalmes de partes de sección transversal similar, con soldadura de ranura de penetración completa esmerilada a ras en la dirección de la tensión aplicada, cuando la sanidad de la soldadura se establezca mediante inspección radiográfica o ultrasónica.	T o Inv.	A	10
	Metal base y metal de soldadura en empalmes con soldadura de ranura de penetración completa de secciones laminadas y soldadas de forma similar, cuando las soldaduras se esmerilan a ras.	T o Inv.	B	10,11

TABLA B2 (continuación)

Condición General	Situación	Clase de Tensión [1]	Categoría de Tensiones [2]	Ejemplos Ilustrativos [3]
Soldaduras de Ranura (continuación)	Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de ranura de penetración completa en transiciones de ancho o espesor, con soldaduras esmeriladas para proveer pendientes no más pronunciadas que 1 en 2.5, con esmerilado en la dirección de las tensiones aplicadas, y con la sanidad de la soldadura establecida mediante inspección radiográfica o ultrasónica.	T o Inv.	B	12,13
	Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de ranura de penetración completa, con o sin transiciones de pendientes no mayores que 1 en 2.5, cuando no se elimina el exceso de soldadura y/o no se establece la sanidad de la soldadura mediante inspección radiográfica o ultrasónica.	T o Inv.	C	10,11, 12,13
	Metal base o metal de soldadura en o adyacente a soldaduras de ranura de penetración completa en uniones cruciformes o en forma de te.	T o Inv.	D	14

TABLA B2 (continuación)

Condición General	Situación	Clase de Tensión [1]	Categoría de Tensiones [2]	Ejemplos Ilustrativos [3]
Soldaduras de Ranura (continuación)	Metal base en detalles unidos mediante soldaduras de ranura sometidos a cargas transversales y/o longitudinales.	T o Inv.	E	15
	Metal de soldadura en soldaduras de ranura transversales de penetración parcial, basado en el área de la garganta efectiva de las soldaduras.	T o Inv.	G	16
Conexiones con soldadura de filete	Metal base en soldaduras intermitentes de filete.	T o Inv.	E	
	Metal base en la unión de miembros cargados axialmente con conexiones extremas efectuadas mediante soldaduras de filete. Las soldaduras se dispondrán alrededor del eje del miembro a fin de que se equilibren las tensiones en las soldaduras.	T o Inv.	E	17,18, 19,20
	Soldaduras de filete longitudinales o transversales (excepto transversales en uniones te) contínuas o intermitentes, y soldaduras contínuas de filete sometidas a corte paralelo al eje de la soldadura en combinación con corte debido a flexión.	V	F	5,17,18, 19,21

TABLA B2 (continuación)

Condición General	Situación	Clase de Tensión [1]	Categoría de Tensiones [2]	Ejemplos Ilustrativos [3]
Conexiones con soldadura de filete (continuación)	Soldaduras de filete transversales en juntas te.	V	G	20
Detalles misceláneos	Metal base adyacente a apéndices soldados cortos (con una longitud máxima de 5 cm en la dirección de la tensión.	T o Inv.	D	22,23, 24,25
	Metal base adyacente a apéndices más largos unidos con soldadura de filete.	T o Inv.	E	26
	Metal base en las soldaduras de tapón o canal.	T o Inv.	E	27
	Tensión cortante en el área nominal de conectores de corte tipo espárrago.	V	G	22
	Corte en soldaduras de tapón o canal.	V	G	27

1 "T" significa recorrido de tensiones únicamente en tracción; "Inv." denota un recorrido que incluye inversión de tensiones en tracción o compresión; "V" significa un recorrido en corte incluyendo el caso de inversión de tensiones cortantes.

2 Véase la Tabla B3.

3 Véase la Figura B1. Estos ejemplos se presentan como guía y no pretenden excluir otras situaciones razonablemente similares.

4 No se recomienda el uso de pernos A307 donde haya inversión de tensiones.

B2 TENSIONES ADMISIBLES

La tensión máxima no excederá la tensión admisible básica especificada en los Capítulos 7 y 8 de estas Normas, y el recorrido máximo de tensiones no superará los valores establecidos en la Tabla B3.

TABLA B3

Categoría (según la Tabla B2)	Recorrido admisible de tensiones F_{rf} (kgf/cm^2)			
	Condición de carga (según la Tabla B1)			
	1	2	3	4
A [1]	2800	2200	1700	1700
B	2300	1800	1200	1100
C	2000	1500	980	840
D	1700	1200	700	630
E	1200	840	490	420
F	1200	980	770	630
G	1100	840	630	560

1 Para aceros A514 en la Categoría A, substitúyanse los siguientes valores: 3200, 2500, 1800 y 1800 kgf/cm^2 en las condiciones de carga 1 a 4, respectivamente.

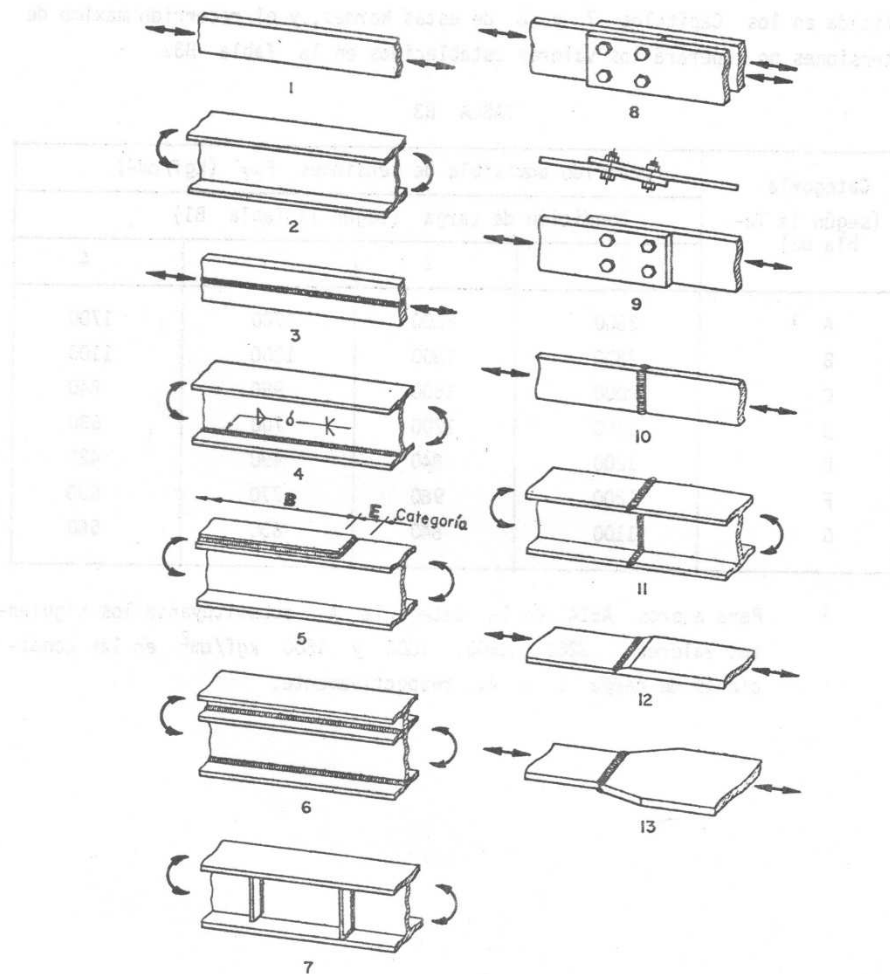


Figura B1.- Ejemplos Ilustrativos de Situaciones de Fatiga.

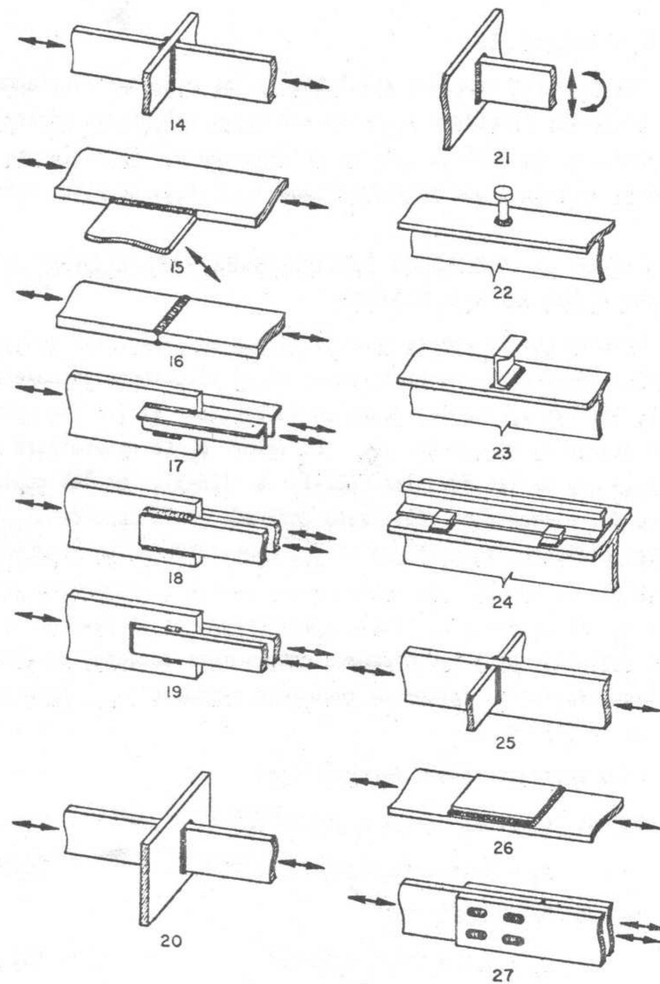


Figura B1.- Ejemplos Ilustrativos de Situaciones de Fatiga (continuación).

APÉNDICE C ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS

C1 GENERALIDADES

Los miembros cargados axialmente y los miembros flectados que contengan elementos sometidos a compresión cuyas relaciones ancho/espesor sean superiores a los límites aplicables dados en el Capítulo 11, se dimensionarán de manera que satisfagan los requisitos de este Apéndice.

C2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE TENSIONES PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS NO RIGIDIZADOS

Excepto por lo que se especifica más adelante, las tensiones en los elementos comprimidos no rigidizados cuyas relaciones ancho/espesor excedan los límites aplicables dados en la Sección 11.1.2 se multiplicarán por un factor de reducción ϕ_s. El valor ϕ_s se determinará en cada caso mediante una de las Fórmulas (C2-1) a (C2-6), en las cuales b es el ancho del elemento no rigidizado definido en la Sección 11.1.1. Cuando tales elementos constituyan el ala comprimida de un miembro sometido a flexión, la tensión admisible máxima debida a la flexión no excederá $0.6\ \phi_s\ F_y$ ni el valor aplicable suministrado en la Sección 7.1.4.6. La tensión admisible para los miembros comprimidos cargados axialmente se modificará de acuerdo al factor de reducción adecuado ϕ_s, como se especifica en el Artículo C5.

Para perfiles angulares sencillos:

Cuando $640/\sqrt{F_y} < b/t < 1300/\sqrt{F_y}$:

$$\phi_s = 1.34 - 0.00053(b/t)\sqrt{F_y} \qquad \text{(C2-1)}$$

Cuando $b/t \geq 1300/\sqrt{F_y}$:

$$\phi_s = 1.1 \times 10^6/\left[F_y(b/t)^2\right] \qquad \text{(C2-2)}$$

Para ángulos o planchas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos, y para elementos salientes en las alas comprimidas de las vigas:

Cuando $800/\sqrt{F_y} < b/t < 1500/\sqrt{F_y}$:

$$\phi_s = 1.42 - 0.00053(b/t)\sqrt{F_y} \qquad \text{(C2-3)}$$

Cuando $b/t \geq 1500 / \sqrt{F_y}$:

$$\phi_S = 1.4 \times 10^6 / \left[F_y(b/t)^2 \right] \qquad (C2\text{-}4)$$

Para las almas de las secciones tes:

Cuando $1060 / \sqrt{F_y} < b/t < 1500 / \sqrt{F_y}$:

$$\phi_S = 1.91 - 0.00086(b/t) \sqrt{F_y} \qquad (C2\text{-}5)$$

Cuando $b/t \geq 1500 / \sqrt{F_y}$:

$$\phi_S = 1.4 \times 10^6 / \left[F_y(b/t)^2 \right] \qquad (C2\text{-}6)$$

Sin embargo, los elementos no rigidizados de secciones en canal y te cuyas proporciones excedan los límites establecidos en la Sección 11.1.2 se ceñirán a los límites fijados en la Tabla C1.

TABLA C1. Proporciones límites para canales y tes

Forma	Relación del ancho total del ala respecto a la altura del perfil	Relación del espesor del ala respecto al espesor del alma
Canales compuestos o Canales laminados	$\leq$ 0.25 $\leq$ 0.50	$\leq$ 3.0 $\leq$ 2.0
Tes compuestas	$\geq$ 0.50	$\geq$ 1.25
Tes laminadas	$\geq$ 0.50	$\geq$ 1.1

C3 ANCHO EFECTIVO DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS RIGIDIZADOS

Cuando la relación ancho/espesor de un elemento rigidizado comprimido uniformemente (salvo planchas de cubierta perforadas) exceda el límite aplicable dado en la Sección 11.2.2, se utilizará un ancho efectivo reducido b_e al calcular las propiedades para el diseño en flexión de la sección que contenga al elemento y para calcular las tensiones normales permisibles, pero la relación b_e/t no necesita tomarse menor que el valor aplicable permitido en la Sección 11.2.2.

Para las alas de las secciones en cajón cuadradas o rectangulares de espesor uniforme:

$$b_e = \frac{2120\ t}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{420}{(b/t)\sqrt{f}}\right] \leq b \qquad \text{(C3-1)}$$

Para los otros elementos uniformemente comprimidos:

$$b_e = \frac{2120\ t}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{370}{(b/t)\sqrt{f}}\right] \leq b \qquad \text{(C3-2)}$$

donde b = ancho real del elemento comprimido rigidizado, definido en la Sección 11.2.1;

t = su espesor;

f = tensión de compresión calculada en el elemento rigidizado, en base a las propiedades de la sección que se especifican en el Artículo C4. Si en la sección total se incluyen elementos no rigidizados, el valor de f para el elemento rigidizado tiene que ser tal que la tensión compresora máxima en el elemento no rigidizado no exceda de $\phi_s F_a$ o de $\phi_s F_b$, según sea aplicable.

Cuando las tensiones admisibles se incrementan debido a cargas de viento o sismo, de acuerdo con las disposiciones del Artículo 7.6, el ancho efectivo b_e se determinará utilizando 0.75 veces la tensión causada por las cargas de viento o sismo actuando solas, o en combinación con las cargas permanentes y variables previstas.

C4 PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

Las propiedades geométricas de las secciones se determinarán de acuerdo a los métodos convencionales, empleando la sección transversal total del miembro, excepto por los detalles siguientes:

En los miembros sometidos a flexión, al calcular el momento de inercia y el módulo de sección con respecto al eje de flexión considerado, la contribución de los elementos rigidizados comprimidos paralelos al eje de flexión y que tengan una relación ancho/espesor superior al límite apli-

cable, dado en la Sección 11.2.2, se tomará en cuenta utilizando su ancho efectivo en lugar del ancho total, y el eje de flexión se localizará correspondientemente. Como excepción, en el caso de secciones que son geométricamente simétricas, las propiedades se pueden calcular conservadora y más fácilmente utilizando un área efectiva correspondiente también en la zona sometida a tracción. La parte del área que se desprecia al calcular el área efectiva se situará simétricamente a ambos lados del eje de simetría del elemento rigidizado que se considera.

La tensión f_a debida a la carga axial y el radio de giro r se calcularán considerando el área real de la sección transversal. Sin embargo, la tensión normal admisible F_a, como se estipula en el Artículo C5, se modificará con el factor de forma:

$$\phi_a = \frac{\text{área efectiva}}{\text{área real}}$$

donde el área efectiva es igual al área real menos $\sum(b - b_e)\ t$.

C5 MIEMBROS COMPRIMIDOS AXIALMENTE

La tensión admisible para los miembros comprimidos axialmente que contengan elementos rigidizados o no rigidizados, no excederá de:

$$F_a = \frac{\phi_a\ \phi_s \left[1 - \dfrac{(kL/r)^2}{2\ \lambda_c'^2} \right] F_y}{\dfrac{5}{3} + \dfrac{3(kL/r)}{8\ \lambda_c'} - \dfrac{(kL/r)^3}{8\ \lambda_c'^3}} \qquad \text{(C5-1)}$$

donde:

$$\lambda_c' = \sqrt{\frac{2\ \pi^2\ E}{\phi_a\ \phi_s\ F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{\phi_a\ \phi_s\ F_y}}$$

cuando la mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento no arriostrado del miembro sea menor que λ_c', ni tampoco superará el valor dado por la Fórmula (7-2) o (7-3), según que kL/r exceda de λ_c' o que L/r sea mayor de 120.

C6 TENSIONES NORMALES Y FLECTORAS COMBINADAS

Al aplicar las disposiciones del Capítulo 8 a los miembros sometidos a tensiones normales y flectoras combinadas y que contengan elementos rigidizados cuyas relaciones ancho/espesor superen los límites aplicables dados en el Capítulo 11, las tensiones F_a, f_{bx} y f_{by} se calcularán con las propiedades de la sección especificadas en los Artículos C4 y C5, según sea el caso. Las tensiones admisibles debidas a la flexión F_b para miembros que contengan elementos no rigidizados cuyas relaciones ancho/espesor excedan los límites aplicables dados en el Capítulo 11, serán las correspondientes al valor menor entre $0.6\ \phi_s\ F_y$ y el establecido en la Sección 7.1.4.6.

APENDICE D MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE

NOTACION

La notación siguiente se aplica sólo a este Apéndice D, y la que no se define es idéntica a la del Capítulo 2 de estas Normas. Entre paréntesis la notación empleada en las Normas AISC.

$F_{a\gamma}$ = Tensión normal de compresión permitida en un miembro de altura variable cuando no existen momentos flectores.

$F_{b\gamma}$ = Tensión debida a la flexión permitida en un miembro de altura variable cuando no existen fuerzas axiales.

$F'_{e\gamma}$ = Tensión de Euler para un miembro de altura variable dividida entre un factor de seguridad, igual a:

$$\frac{23\ \pi^2\ E}{23\ (k_\gamma\ L/r_{bo})^2} = \frac{10.8 \times 10^6}{(k_\gamma\ L/r_{bo})^2}\ \mathrm{kgf/cm^2}$$

$F_{v\gamma}$ = Tensión debida a la flexión correspondiente a la resistencia a la torsión de St. Venant ($F_{s\gamma}$), igual a:

$$\frac{0.84 \times 10^6}{\phi_s\ L\ d_o/A_f}\ \mathrm{kgf/cm^2}$$

$F_{w\gamma}$ = Tensión debida a la flexión correspondiente a la resistencia al alabeo de las alas por torsión, igual a:

$$\frac{12 \times 10^6}{(\phi_w\ L/r_{To})^2}\ \mathrm{kgf/cm^2}$$

L = Longitud del miembro o segmento no arriostrado de éste (l).

d_L = Altura en el extremo mayor de un segmento no arriostrado de un miembro de altura variable (d_l).

d_o = Altura en el extremo menor de un miembro de altura variable o en el extremo menor de un segmento no arriostrado del mismo.

d_1 = Altura en el extremo mayor de un miembro de altura variable (d_L).

f_{ao} = Tensión normal de compresión calculada en el extremo menor de un miembro de altura variable o de un segmento no arriostrado de éste.

f_{bL} = Tensión normal calculada debida a la flexión en el extremo mayor de un miembro de altura variable o de un segmento no arriostrado de éste (f_{bl}).

k_{γ} = Factor de longitud efectiva de un miembro de altura variable, determinado por medio de un análisis racional (K_{γ}).

r_o = Radio de giro en el extremo menor de un miembro de altura variable.

r_{To} = Radio de giro en el extremo menor de un miembro de altura variable, o de un segmento no arriostrado del mismo, considerando únicamente el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, tomado respecto a un eje en el plano del alma.

z = Distancia desde el extremo menor de un miembro de altura variable.

α_m = Coeficiente que se aplica al término debido a la flexión en la fórmula de interacción y que depende de la curvatura de la columna causada por los momentos aplicados (C_m); véanse sus valores en el Artículo D4.

α_{γ} = Coeficiente de flexión que depende de los momentos o tensiones actuantes en los extremos de las longitudes no arriostradas de los miembros de altura variable (B); véase el Artículo D3.

γ = Coeficiente de variación de altura en un miembro de altura variable linealmente o en un segmento no arriostrado del mismo; también, subíndice relativo a los miembros de altura variable linealmente.

λ_{γ} = Relación de esbeltez que controla a un miembro de altura variable (S).

ϕ_v = Factor que se aplica a la longitud no arriostrada de un miembro de altura variable (h_s), igual a:

$$1.0 + 0.0230\,\gamma\sqrt{L\,d_o/A_f}$$

ϕ_w = Factor que se aplica a la longitud no arriostrada de un miembro de altura variable (h_w), igual a:

$$1.0 + 0.00385\,\gamma\sqrt{L/r_{To}}$$

D1 GENERALIDADES

El diseño de los miembros de altura variable linealmente que satisfagan los requisitos de este Apéndice estará controlado por las disposiciones de la Parte 2 de estas Normas, excepto cuando se vean afectados por las modificaciones que se establecen aquí.

Para estar comprendido en estas Normas un miembro de altura variable tendrá que cumplir los siguientes requisitos:

a.- Cuando esté sometido a momentos, poseerá al menos un eje de simetría, el cual será perpendicular al plano de la flexión.

b.- Las áreas de las dos alas serán iguales y se mantendrán constantes en toda la longitud del miembro.

c.- La altura variará linealmente de acuerdo a la expresión:

$$d_o \left(1 + \gamma \frac{z}{L}\right)$$

donde γ es igual a $(d_1 - d_o)/d_o$ y tiene que ser menor que $0.268\ L/d_o$ y menor de 6.0.

$\gamma < \begin{cases} 0{,}268\,L/do \\ 6{,}0 \end{cases}$; el menor

D2 TENSIONES ADMISIBLES EN COMPRESION

La tensión admisible en compresión en el área total de los miembros de altura variable linealmente comprimidos axialmente, cuando la relación de esbeltez efectiva λ_γ es menor que λ_c, será:

$$F_{a\gamma} = \frac{\left[1 - \dfrac{\lambda_\gamma^2}{2\,\lambda_c^2}\right] F_y}{\dfrac{5}{3} + \dfrac{3\,\lambda_\gamma}{8\,\lambda_c} - \dfrac{\lambda_\gamma^3}{8\,\lambda_c^3}} \qquad \text{(D2-1)}$$

Cuando la relación de esbeltez efectiva λ_γ exceda λ_c :

$$F_{a\gamma} = \frac{12\,\pi^2\,E}{23\,\lambda_\gamma^2} = \frac{10.8 \times 10^6}{\lambda_\gamma^2} \qquad \text{(D2-2)}$$

donde $\lambda_\gamma = kL/r_{oy}$ para flexión alrededor del eje de menor inercia;

$= k_\gamma L/r_{ox}$ para flexión alrededor del eje de mayor inercia;

En las expresiones anteriores:

k = Factor de longitud efectiva para un miembro prismático;

k_γ = Factor de longitud efectiva para un miembro de altura variable, determinado por medio de un análisis racional (véase el Comentario C-D2);

r_{ox} = Radio de giro respecto al eje de mayor inercia en el extremo menor de un miembro de altura variable;

r_{oy} = Radio de giro respecto al eje de menor inercia en el extremo menor de un miembro de altura variable.

D3 TENSIONES ADMISIBLES EN FLEXION

Las tensiones de tracción y compresión en las fibras extremas de los miembros de altura variable estarán limitadas a los siguientes valores (véase el Comentario C-D3):

$$F_{b\gamma} = \frac{2}{3}\left[1 - \frac{F_y}{6\,\alpha_\gamma \sqrt{F_{v\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2}}\right] F_y \leq 0.6\,F_y \qquad \text{(D3-1)}$$

a menos que $F_{b\gamma} \leq F_y/3$, en cuyo caso:

$$F_{b\gamma} = \alpha_\gamma \sqrt{F_{v\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2} \qquad \text{(D3-2)}$$

En estas fórmulas: $F_{v\gamma} = \dfrac{0.84 \times 10^6}{\phi_v\, L d_o/A_f}$ y $F_{w\gamma} = \dfrac{12 \times 10^6}{(\phi_w\, L/r_{To})^2}$,

ambas en kgf/cm²,

donde $\phi_v = 1.0 + 0.0230\,\gamma \sqrt{L\, d_o/A_f}$

$\phi_w = 1.0 + 0.00385\gamma\sqrt{L/r_{To}}$;

L = Distancia entre secciones arriostradas contra torcimientos o desplazamientos laterales del ala comprimida;

r_{To} = Radio de giro de una sección en el extremo menor, formada únicamente por el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, tomado respecto a un eje en el plano del alma;

A_f = Área del ala comprimida;

γ = Coeficiente de variación de altura, igual a $(d_L - d_o)/d_o$;

α_γ se determina como sigue:

a.- Cuando el momento máximo M_2 en tres segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales está situado en el segmento central, y M_1 es el momento mayor en un extremo de la parte del miembro constituida por los tres segmentos:

$$\alpha_\gamma = 1.0 + 0.37\left[1 + \frac{M_1}{M_2}\right] + 0.50\,\gamma\left[1 + \frac{M_1}{M_2}\right] \geq 1.0$$

M_1/M_2 se considera negativo cuando se produce curvatura simple. En el caso poco frecuente en que M_1/M_2 es positivo, se recomienda que se tome igual a cero.

b.- Cuando la mayor tensión calculada debida a la flexión f_{b2} ocurre en el extremo mayor de dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, y f_{b1} es la tensión calculada debida a la flexión en el extremo menor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos:

$$\alpha_\gamma = 1.0 + 0.58\left[1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right] - 0.70\,\gamma\left[1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right] \geq 1.0$$

f_{b1}/f_{b2} se considera negativo cuando se produce curvatura simple. Si se presenta un punto de inflexión en uno de los dos segmentos adyacentes no arriostrados, f_{b1}/f_{b2} se considera positivo. Además, la relación de tensiones f_{b1}/f_{b2} es diferente de cero.

c.- Cuando la mayor tensión calculada debida a la flexión f_{b2} ocurre en el extremo menor de dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas

aproximadamente iguales, y f_{b1} es la tensión calculada debida a la flexión en el extremo mayor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos:

$$\alpha_\gamma = 1.0 + 0.55 \left[1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right] + 2.2\,\gamma \left[1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right] \geq 1.0$$

En lo precedente, $\gamma = (d_L - d_o)/d_o$ se obtendrá para la longitud no arriostrada que contiene la máxima tensión calculada debida a la flexión. El convenio de signos para f_{b1}/f_{b2} es el mismo que el establecido en el párrafo D3b anterior.

d.- Cuando la tensión calculada debida a la flexión en el extremo menor de un miembro de altura variable linealmente o en un segmento del mismo es igual a cero:

$$\alpha_\gamma = \frac{1.75}{1 + 0.25\sqrt{\gamma}}$$

donde $\gamma = (d_L - d_o)/d_o$ se calculará para la longitud no arriostrada adyacente al punto de tensiones flectoras nulas.

El valor de α_γ se tomará igual a la unidad para calcular el valor de $F_{b\gamma}$ que debe emplearse en la Fórmula (D4-1a), así como para los miembros de altura variable o segmentos de los mismos que no estén comprendidos en lo anterior.

D4 TENSIONES COMBINADAS

Los miembros de altura variable linealmente y sus segmentos no arriostrados sometidos a flexocompresión se dimensionarán de manera que se satisfagan los siguientes requisitos:

$$\left(\frac{f_{ao}}{F_{a\gamma}}\right) + \frac{\alpha_m}{\left(1 - \frac{f_{ao}}{F'_{e\gamma}}\right)} \left(\frac{f_{bL}}{F_{b\gamma}}\right) \leq 1.0 \qquad \text{(D4-1a)}$$

y $$\frac{f_{ao}}{0.6\,F_y} + \frac{f_{bL}}{F_{b\gamma}} \leq 1.0 \qquad \text{(D4-1b)}$$

Cuando $f_{ao}/F_{aY} \leq 0.15$, puede usarse la Fórmula (D4-2) en lugar de las Fórmulas (D4-1a) y (D4-1b) :

$$\left(\frac{f_{ao}}{F_{aY}} \right) + \left(\frac{f_{bL}}{F_{bY}} \right) \leq 1.0 \qquad \text{(D4-2)}$$

donde:

F_{aY} = Tensión normal de compresión que se permitiría si sólo existiese fuerza axial;

F_{bY} = Tensión de compresión debida a la flexión que se permitiría si sólo hubiese momentos flectores;

$F'_{eY} = \dfrac{12\,\pi^2\,E}{23\,(k_Y\,L/r_{bo})^2} = \dfrac{10.8 \times 10^6}{(k_Y\,L/r_{bo})^2}$, donde L es la longitud real no arriostrada en el plano de la flexión y r_{bo} es el correspondiente radio de giro en su extremo menor;

f_{ao} = Tensión normal de compresión calculada en el extremo menor del miembro o segmento no arriostrado, según sea aplicable;

f_{bL} = Tensión calculada debida a la flexión en el extremo mayor del miembro o segmento no arriostrado, según corresponda;

$\alpha_m = 1.0 + 0.1 \left(\dfrac{f_{ao}}{F'_{eY}} \right) + 0.3 \left(\dfrac{f_{ao}}{F'_{eY}} \right)^2$ cuando el miembro está sometido a momentos en sus extremos que causan flexión en curvatura simple y tensiones calculadas de flexión aproximadamente iguales en los extremos, o

$\alpha_m = 1.0 - 0.9 \left(\dfrac{f_{ao}}{F'_{eY}} \right) + 0.6 \left(\dfrac{f_{ao}}{F'_{eY}} \right)^2$ cuando la tensión calculada debida a la flexión en el extremo menor de la longitud no arriostrada es igual a cero.

APÉNDICE E NOMENCLATURA Y DEFINICIONES

El equivalente en inglés se anexa entre paréntesis al final de cada definición. Véase el Comentario C-E para las referencias y otros léxicos especializados que han sido consultados. Las palabras subrayadas señalan términos de este vocabulario.

Análisis de primer orden = Análisis estructural basado en las deformaciones de primer orden, en el cual las condiciones de equilibrio se formulan considerando la estructura indeformada y se supone que los materiales se comportan linealmente ("first-order analysis").

Análisis de segundo orden = Análisis estructural basado en las deformaciones de segundo orden, en el cual las condiciones de equilibrio se formulan considerando la estructura deformada y se supone un comportamiento no lineal de los materiales, el efecto de la carga axial sobre la rigidez de los miembros, la inversión de deformaciones y otros efectos no lineales que se incluyen ocasionalmente ("second-order analysis").

Ancho efectivo = El ancho reducido de una sección ficticia que bajo ciertas hipótesis de cálculo simplificadoras produce la misma respuesta que la sección real sometida a un estado complejo de tensiones ("effective width").

Aplastamiento local del alma = La falla local de una plancha del alma en la vecindad inmediata de una carga o reacción concentrada ("web crippling").

Armaduras = Conjunto de barras, alambres u otros elementos delgados que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste ("reinforcement"). No se use en lugar de celosía.

Campo de tracciones diagonales (acción del) = El comportamiento bajo fuerzas cortantes de un panel de viga armada, en el cual se desarrollan tensiones de tracción diagonal en el alma y fuerzas de compresión en los rigidizadores transversales, de una manera análoga a lo que sucede en una celosía del tipo Pratt ("tension-field action").

Carga admisible = La carga que induce la tensión máxima admisible o permitida calculada en la sección crítica ("allowable load").

Carga de agotamiento o máxima = Carga límite plástica o de estabilidad, según corresponda ("ultimate load", "maximum load").

Carga de colapso = Véase carga plástica límite.

Carga de pandeo = La carga para la cual un miembro comprimido perfectamente recto asume una posición deformada ("buckling load").

Carga de servicio (prevista) = La carga esperada en una estructura bajo las condiciones de utilización previstas ("service load", "working load").

Carga límite de estabilidad = Carga (teórica) máxima que una estructura, miembro o elemento estructural, puede soportar cuando se incluyen efectos de inestabilidad de segundo orden ("stability limit load").

Carga mayorada = La carga de servicio prevista multiplicada por el factor mayorante correspondiente empleado en el diseño plástico o por agotamiento resistente, también llamado último ("factored load").

Carga plástica límite = La carga máxima que se alcanza cuando se ha formado un número suficiente de zonas cedentes a fin de permitir que la estructura se deforme plásticamente sin incremento de carga adicional. Esta es la mayor carga que una estructura puede soportar, cuando se supone plasticidad perfecta y cuando se desprecian factores tales como inestabilidad, endurecimiento por deformación o fractura ("plastic limit load").

Cedencia (tensión cedente) = La primera tensión en un material, menor que su resistencia de agotamiento, para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones ("yielding", "yield point", "yield stress", "yield strength"). Véase resistencia cedente.

Celosía = Tipo de estructuración formado por un conjunto de elementos dispuestos en triangulación múltiple ("truss"). Evítese el uso de la palabra armadura.

Cercha = Cada una de las vigas de celosía paralelas que soportan las correas de los techos; úsese preferentemente viga de celosía ("truss").

Coeficiente = Número adimensional, denotado por letras griegas minúsculas, por ejemplo el coeficiente de Poisson.

Columna = Un miembro estructural cuya función primordial es soportar cargas axiales ("column").

Compuestos = Dícese de las secciones o miembros constituidos por dos o más planchas y/o perfiles unidos entre sí de manera que trabajen en conjunto ("built-up members"). El caso particular de las vigas armadas tiene una definición y un tratamiento especial.

Conector = Remache o perno que une mecánicamente piezas ("fastener").

Conexión de aplastamiento = Conexión en la cual las fuerzas cortantes se transmiten por aplastamiento entre las planchas y los conectores, induciendo corte en éstos. Las planchas pueden deslizar entre sí al ser cargada la conexión ("bearing connection").

Conexión de fricción = Conexión en la cual las fuerzas cortantes se transmiten exclusivamente por la fuerza de fricción desarrollada entre las planchas debido al apriete de los pernos. Las planchas no deben deslizar entre sí al cargar la conexión ("friction connection").

Conexión flexible = Una conexión que permite una parte, pero no toda, de la rotación que ocurriría en el extremo de una viga si estuviese simplemente apoyada (flexible connection").

Constructor = Aplícase al equipo responsable del montaje y erección de la estructura ("erector").

Cordón de soldadura = Soldadura depositada en una o varias pasadas ("weld bead").

Directriz = Lugar geométrico de los baricentros de las secciones transversales de un miembro.

Diseño límite = Un método para el diseño de estructuras para múltiplos de las condiciones de servicio previstas, referido a un límite elegido de utilidad estructural. El límite de utilidad estructural puede ser un límite plástico o elástico, de estabilidad, de fatiga o un límite de deformación ("limit design", "load factor design").

Diseño mediante tensiones admisibles = Un método para diseñar estructuras basado en cargas de servicio o de utilización previstas, tal que las tensiones calculadas no excedan los valores límites prescritos ("allowable stress design").

Diseño plástico = Un método de diseño para pórticos y vigas de acero continuos que define el límite de utilidad estructural como la carga máxima resistente o de agotamiento. El término plástico proviene del hecho de que la carga máxima se calcula considerando el comportamiento del acero en su dominio plástico ("plastic design").

Ductilidad = Capacidad de deformación una vez rebasado el límite de proporcionalidad ("ductility").

Efecto P-Δ = Efecto secundario producido por las cargas axiales y las flechas laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

Esfuerzo = Véase tensión.

Espárrago = Conector de corte constituido por una barra corta de acero ensanchada en su extremo superior, que se suelda al ala superior de los perfiles y queda embutida en el concreto ("stud").

Estados límites = Se refiere a los límites de utilidad estructural, tales como fractura frágil, colapso plástico, deformación, durabilidad, fatiga, inestabilidad y condiciones de servicio ("limit states").

Fabricante = Aplícase al equipo responsable de suministrar el acero estructural fabricado ("fabricator").

Factor de forma = La relación entre el momento plástico respecto al momento cedente, o la relación entre el módulo plástico de la sección respecto a su módulo de sección ("shape factor").

Factor de seguridad = Coeficiente que establece la relación entre un límite de utilidad estructural, sea éste tensión, resistencia o deformación, respecto a las condiciones de servicio o utilización previstas ("factor of safety").

Factor mayorante = Un factor por el cual se multiplican las cargas o solicitaciones de servicio previstas para determinar las correspondientes cargas o solicitaciones de diseño a ser utilizadas en el diseño plástico o diseño límite ("load factor").

Fatiga = Un fenómeno de fractura que resulta de la aplicación cíclica de tensiones ("fatigue").

Filete = Transición curva y angosta entre dos superficies que se cortan por lo general perpendicularmente ("fillet").

Flexión desviada = Dícese cuando la flexión requiere expresarse con dos coordenadas, en vez de una sola como en flexión simple, usualmente respecto a dos ejes principales ortogonales ("biaxial bending").

Fluencia = Deformación reológica, es decir, dependiente del tiempo; término que no debe confundirse con cedencia ("creep").

Formado en frío = Dícese de los miembros de acero formados sin la aplicación de calor ("cold formed members").

Fractura frágil = Una rotura abrupta con poca o ninguna deformación dúctil previa ("brittle fracture").

Fundente = Material usado para proteger el arco eléctrico, proporcionar elementos de aleación, facilitar la remoción de óxidos u otras substancias indeseables, y proteger la soldadura durante su enfriamiento ("flux").

Garganta = En una soldadura de filete, la garganta teórica es la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo que puede inscribirse en la sección transversal de la soldadura ("throat").

Híbrido = Dícese de la sección o miembro metálico compuesto por alas de un acero con una resistencia cedente mínima especificada superior a la de la plancha del alma ("hybrid member").

Inestabilidad = Una condición que se alcanza al cargar un elemento, miembro o estructura comprimida, en la cual deformaciones progresivas resultan en una disminución de la capacidad de carga ("instability").

Longitud efectiva = La longitud equivalente usada en las fórmulas de compresión para calcular la resistencia de una columna ("effective length").

Longitud efectiva de una soldadura = Longitud de soldadura a lo largo de la cual existe su sección transversal tal como ha sido dimensionada. En soldaduras curvas se medirá a lo largo de la mediatriz de la garganta ("effective length of weld").

Longitud no arriostrada (no soportada) = La distancia entre secciones arriostradas consecutivas de un miembro ("unbraced length").

Mecanismo = Un sistema articulado capaz de deformarse sin un incremento finito de la carga. Se usa en el sentido particular de que la vinculación puede incluir articulaciones reales y/o plásticas ("mechanism").

Metal base = El metal a ser soldado o cortado ("base metal").

Metal de aporte = Metal que se añade al efectuar una soldadura ("filler metal").

Metal soldado = Aquella parte del metal que se ha fundido durante el proceso de soldadura. Está constituido por el metal base y de aporte en diversas proporciones ("weld metal").

Mixto = Dícese de los miembros constituidos por perfiles metálicos y concreto armado unidos estructuralmente de manera que trabajen en conjunto ("mixed", "composite").

Módulo = Número que tiene dimensiones, por ejemplo el Módulo de Elasticidad.

Módulo plástico = El módulo de resistencia a la flexión de una sección que ha cedido completamente; es el momento estático respecto al eje neutro de las áreas a uno y otro lado de éste ("plastic modulus").

Momento cedente = En un miembro sometido a flexión, el momento para el cual una fibra extrema primero alcanza la cedencia ("yield moment").

Momento de agotamiento = Momento resistente máximo de una sección (último, rotura) ("ultimate moment"). Cuando se supone un comportamiento elastoplástico perfecto del material, tal como es usual en acero, es igual al momento plástico.

Momento plástico = El momento resistente de una sección que ha cedido completamente ("plastic moment"). Véase momento de agotamiento.

Nivel de tensiones cedentes = Es una resistencia cedente particular que corresponde a la tensión promedio durante la cedencia en el dominio plástico, definida como la tensión determinada en un ensayo en tracción cuando la deformación alcanza 0.005 ("yield stress level").

Pandeo lateral (o lateral-torsional) = Pandeo de un miembro que implica deflexión lateral y torcimiento ("lateral buckling", "lateral-torsional buckling").

Pandeo local = El pandeo de un elemento comprimido de un miembro que puede provocar la falla prematura de todo el miembro ("local buckling").

Plancha de cubierta = Plancha que se conecta o suelda a los elementos ya existentes de las alas de los miembros de acero para reforzarlos ("cover-plate"). Evítese usar "cubreplacas".

Plancha de enlace = Véase presilla.

Plancha de nodo = Plancha metálica que se coloca en las juntas de las celosías para unir sus miembros ("gusset plate").

Plancha de relleno = Pieza metálica que se coloca entre dos perfiles para mantener su separación y conseguir el debido apriete cuando han de ser unidos por remaches o pernos ("filler").

Pórtico arriostrado = Un pórtico en el cual la resistencia a las cargas laterales o a la inestabilidad se suministra por medio de diagonales, sistemas de arriostramiento en forma de K u otros sistemas auxiliares ("braced frame").

Pórtico no arriostrado = Un pórtico en el cual la resistencia a las cargas laterales se suministra únicamente por medio de la resistencia a flexión de los miembros del pórtico y sus conexiones ("unbraced frame").

Pórtico rígido = Una estructura compuesta de vigas y columnas unidas de tal manera que la resistencia total se transmite entre todos sus miembros ("rigid frame").

Preparación de borde = Contorno del borde de una pieza preparada especialmente para ser soldada ("edge preparation").

Presilla = Plancha mediante la cual se unen los perfiles metálicos para formar miembros compuestos ("tie plate").

Propiedades de la sección = Conjunto de propiedades inherentes a la geometría, composición y distribución de los materiales de una sección, tales como módulo de sección, tensor de inercia, módulo plástico, relaciones ancho/espesor, etc. ("section properties").

Recorrido de tensiones = Diferencia algebraica entre los valores máximo y mínimo de las tensiones a que un miembro está sometido bajo cargas cíclicas ("stress range").

Redistribución de momentos = Un proceso que resulta en una formación sucesiva de rótulas plásticas hasta que se alcanza la carga máxima. Como un resultado de la formación de rótulas plásticas, las partes menos tensionadas de la estructura pueden absorber un incremento de momentos ("redistribution of moments").

Rejilla = Sistema triangulado de elementos que se utiliza para unir los componentes de un miembro compuesto ("lacing").

Relación de aspecto = En cualquier configuración rectangular, el cociente de la dimensión más larga entre la más corta ("aspect ratio").

Relación de esbeltez = La relación entre la longitud efectiva de una columna respecto a su radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión ("slenderness ratio").

Remate = Continuación de una soldadura de filete alrededor de una esquina de una pieza como una extensión del cordón principal ("end return", "boxing"). Véase Art. 18.10.

Resistencia cedente = La tensión para la cual un material exhibe una desviación límite especificada de la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, expresándose esta desviación en términos de deformaciones. (Se acostumbra a determinar la resistencia cedente de dos formas: 1° - Trazando una recta paralela a la del dominio elástico a una deformación del 0.2%, y 2° - Considerando una deformación constante del 0.5%, aunque pueden emplearse otros valores). Siempre que se especifica la resistencia cedente, es necesario expresar el método de ensayo utilizado así como el porcentaje de desviación o la deformación total. Los valores que se obtienen por los dos métodos pueden diferir ("yield strength").

Resistencia de agotamiento = Máxima resistencia de una sección. Por ejemplo, en una viga de acero de sección compacta sometida a flexión es el momento de agotamiento ("ultimate strength"). No debe utilizarse como la carga máxima de una estructura.

Resistencia (de agotamiento) a la tracción = Aplícase a la tensión máxima a la tracción que un material es capaz de resistir ("tensile strength").

Resistencia posterior al pandeo = La carga que puede ser soportada por un miembro o plancha luego que se ha pandeado ("post-buckling strength").

Respaldo para soldar = Material (sea metal base, metal soldado, asbesto, carbono, fundente granular, gas, etc.) que se coloca en la raíz de una junta para soportar el metal fundido mientras se suelda ("backing").

Revenido = Dícese del acero que ha sido sometido a un proceso consistente en recalentar un acero normalizado o endurecido por templado a una temperatura por debajo del dominio de transformación, y luego enfriado a una velocidad deseada ("tempered").

Rigidizador = Elemento que se fija a un miembro para aumentar su rigidez y estabilidad o resistencia al pandeo local ("stiffener").

Rótula (articulación) plástica = Una zona de cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando alcanza el momento de agotamiento. En tal estado la sección gira como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento ("plastic hinge").

Sección compacta = Según se emplea en el diseño mediante tensiones admisibles, es una sección transversal que no experimentará pandeo local prematuro en su dominio inelástico (a distinguirse de las secciones usadas en el diseño plástico, las cuales tienen propiedades de la sección algo más restrictivas) ("compact shape").

Soldadura a tope = Unión soldada entre dos piezas que están aproximadamente en el mismo plano ("butt weld").

Soldadura de canal = Una soldadura efectuada en un agujero alargado de una pieza de una junta solapada o te que la une a la parte de la superficie de la otra pieza expuesta a través del agujero ("slot weld"). Véase Art. 18.12.

Soldadura de filete = Una soldadura de sección aproximadamente triangular que une dos superficies aproximadamente ortogonales, en una junta solapada, o en forma de te o esquina ("fillet weld").

Soldadura de penetración completa = Soldadura de ranura que se extiende completamente a través de la unión y está fundida al metal base en todo su espesor ("complete penetration weld").

Soldadura de ranura = Soldadura efectuada en la ranura entre dos piezas a ser unidas ("groove weld").

Soldadura de tapón = Una soldadura circular efectuada a través de un agujero en una pieza de una unión solapada o te ("plug weld"). Véase Art. 18.12.

Temperatura de entrepasadas = En una soldadura de cordones múltiples, la temperatura del metal depositado al iniciar la siguiente pasada ("interpass temperature"). Véase Art. y Tabla 21.6.

Templado = Dícese del acero que ha sido sometido a un proceso de enfriamiento rápido desde una elevada temperatura superior a la de transformación, por contacto con líquidos, gases o sólidos ("quenched").

Tensión = Fuerza por unidad de área ("stress").

Tensión admisible = Tal como se utiliza en el diseño mediante tensiones admisibles, es la tensión máxima que se permite bajo cargas de servicio o de utilización previstas ("allowable stress").

Tensiones residuales = Son las tensiones remanentes en una estructura o miembro como consecuencia de tratamientos térmicos, mecánicos o combinaciones de éstos ("residual stresses").

Viga = Un miembro estructural en el cual puede considerarse que las tensiones internas en cualquier sección transversal dan como resultantes una fuerza cortante y un momento flector ("beam", "girder").

Viga armada = Viga cuya sección está compuesta por dos planchas de acero que forman sus alas, unidas a una plancha de una sola pieza que constituye el alma, añadiéndose rigidizadores a uno o ambos lados del alma donde se necesiten ("plate girder").

Viga-columna = Un miembro que transmite cargas axiales además de momentos flectores y fuerzas cortantes ("beam-column").

Viga de alma llena = Véase viga armada.

Viga de celosía = Viga cuya alma está constituida por elementos dispuestos en triangulación múltiple ("joist").

Viga de palastro = Véase viga armada.

Viga en cajón = Viga cuya sección está compuesta por dos planchas que constituyen sus alas, unidas a otras dos planchas que forman sus almas, rigidizándose internamente por medio de planchas llamadas diafragmas donde se necesiten ("box girder").

ÍNDICE ANALÍTICO

La identificación corresponde al sistema de Capítulos, Artículos, Secciones y Subsecciones del Articulado y el Comentario de estas Normas, establecido en el Artículo 1.5. T denota Tabla.

COMENTARIO

ANTOLIN MARTINEZ A.
Ing. Civil - C. I. V. 25.082

ÍNDICE DEL COMENTARIO

ÍNDICE (Continuación) pág.

PARTE 1 GENERALIDADES

CAPITULO C-1 VALIDEZ Y ALCANCE

En este Comentario se encuentran razones, explicaciones adicionales y gráficas que complementan el Articulado para así ayudar a la cabal interpretación y uso más eficiente de estas Normas.

Estas Normas están basadas completamente en las prestigiosas AISC "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", del Instituto Americano de la Construcción de Acero, con ligeras modificaciones respecto a su versión de 1975. Entre éstas se destacan: la reorganización de sus Partes, véase C-1.5; la agrupación en el Capítulo 14 de las condiciones de servicio; el empleo sistemático de una notación acorde con las otras normas del Ministerio del Desarrollo Urbano; la inclusión de un vocabulario con 108 definiciones en un Apéndice E, así como de un Índice Analítico de más de 400 entradas y la incorporación de numerosas figuras y referencias adicionales.

C-1.2 Para el proyecto de los miembros estructurales de acero formados en frío, constituídos por perfiles de esquinas redondeadas y elementos planos esbeltos, se recomienda utilizar las normas de la Ref. 1.15.

C-1.4 En la bibliografía recomendada al final del Artículo siguiente se puede encontrar abundante información útil para otros tipos de estructuras.

C-1.5 Los Capítulos de estas Normas están agrupados en tres Partes. Los seis primeros constituyen la Parte 1, la cual comprende las Generalidades. Los siguientes 18 Capítulos tratan el Diseño mediante tensiones admisibles, y forman la Parte 2. La Parte 3, dedicada al Diseño Plástico, está contenida en el Capítulo 25. A estas tres Partes le siguen cinco Apéndices. La correspondencia con las Secciones de las Normas AISC se indica al principio de cada Capítulo de este Comentario.

BIBLIOGRAFÍA

A continuación se anexan las referencias generales, adicionales a las especializadas que se citan al final de cada Capítulo, que se ha creído conveniente recomendar a título de orientación para los ingenieros que se inician en el diseño de estructuras metálicas.

a) NORMAS Y MANUALES

1.1 - American Association of State Highway and Transportation Officials. "Standard Specifications for Highway Bridges". 12a. ed., AASHTO, Washington D.C., 1977, 496 págs.

1.2 - American Institute of Steel Construction. "Standard Specifications for Structural Steel for Buildings". AISC, Junio 1923, 15 págs.

1.3 - American Institute of Steel Construction. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings (Riveted, Bolted and Arc-Welded Construction)". AISC, Junio 1949, 31 págs.

1.4 - American Institute of Steel Construction. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings". AISC, Noviembre 1961, 95 págs.

1.5 - American Institute of Steel Construction. "Commentary on the Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings". AISC, Noviembre 1961, 39 págs.

1.6 - American Institute of Steel Construction. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings". AISC, Febrero 1969, 117 págs.

1.7 - American Institute of Steel Construction. "Commentary on the Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings". AISC, Febrero 1969, 46 págs.

1.8 - American Institute of Steel Construction. "Manual of Steel Construction". 7a ed., AISC, 1974, 1012 págs.

1.9 - American Institute of Steel Construction. "Structural Steel Detailing, 2nd Edition, (1971)". AISC, 1971, 406 págs.

1.10 - American Institute of Steel Construction. "Quality Criteria and Inspection Standards". S323, AISC, 1971, 48 págs.

1.11 - American Institute of Steel Construction - Steel Structures Painting Council. "A Guide to the Shop Painting of Structural Steel". S324, AISC, 1972, 16 págs.

1.12 - American Institute of Steel Construction. "Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges". S302, AISC, 1976, 32 págs.

1.13 - American Iron and Steel Institute. "Fire Resistant Steel Frame Construction". 2a ed., AISI, 1974, 61 págs.

1.14 - American Iron and Steel Institute - Committee of Steel Pipe Producers. "Design Manual for Structural Tubing". AISI, 1974, 111 págs.

1.15 - American Iron and Steel Institute. "Cold-Formed Steel Design Manual". AISI, 1977, 203 págs.

1.16 - American Iron and Steel Institute. "Designing Fire Protection for Steel Columns". AISI, 1978, 16 págs.

1.17 - American Iron and Steel Institute. "Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures". AISI, Bulletin N° 27, Enero 1978, 121 págs.

1.18 - American National Standards Institute. "Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures". ANSI. A58.1-1972, New York, Julio 1972, 60 págs.

1.19 - American Railway Engineering Association. "Manual for Railway Engineering". AREA, 1975. Capítulo 15, "Steel Structures".

1.20 - American Welding Society. "Reinforcing Steel Welding Code". AWS D12.1-75, Miami, 1975, 34 págs.

1.21 - American Welding Society. "Welding Terms and Definitions". AWS A3.0-76, Miami, 1976, 80 págs.

1.22 - American Welding Society. "Commentary on Structural Welding Code". AWS D1.2-77, Miami, 1977, 45 págs.

1.23 - American Welding Society. "Structural Welding Code - Steel". AWS D1.1-79, Miami, 1979, 223 págs.

1.24 - American Welding Society. "Symbols for Welding and Nondestructive Testing". AWS A2.4-79, Miami, 76 págs.

1.25 - Canadian Standards Association. "Steel Structures for Buildings - Limit States Design". CSA Standard S16.1-1974, Rexdale, Ontario, 1974, 105 págs.

1.26 - Canadian Institute of Steel Construction. "CISC Commentary on CSA Standard S16.1-1974". CISC, Willowdale, Ontario, 1977, 85 págs.

1.27 - Canadian Institute of Steel Construction. "Limit States Design Steel Manual". CISC, Willowdale, Ontario, 1977, 600 págs.

1.28 - Canadian Institute of Steel Construction. "Fundamentals of Structural Shop Drafting". 2a ed., CISC, Ontario, 1978, 244 págs.

1.29 - Comisión Federal de Electricidad. "Manual de Diseño de Obras Civiles - Sección I - Estructuras de Acero". Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica, Méjico, 1969, 202 págs.

1.30 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Sistema Internacional de Unidades SI". COVENIN 288-65, 1965, 10 págs.

1.31 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Soldaduras y Corte. Definiciones". COVENIN 799-R, 1965, 7 págs.

1.32 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Planchas Delgadas de Acero al Carbono Laminadas en Frío. Espesores y Tolerancias Dimensionales y de Forma". COVENIN 853-76, 1976, 16 págs.

1.33 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Planchas Delgadas de Acero al Carbono Laminadas en Caliente. Espesores y Tolerancias Dimensionales y de Forma". COVENIN 854-76, 1976, 13 págs.

1.34 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Planchas Gruesas de Acero al Carbono Laminadas en Caliente. Espesores y Tolerancias Dimensionales y de Forma". COVENIN 905-76, 1976, 15 págs.

1.35 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Productos Laminados Planos de Acero al Carbono. Terminología". COVENIN 913-76, 1976, 4 págs.

1.36 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Perfiles Ángulos de Alas Iguales de Acero, Laminados en Caliente". COVENIN 1036-78, 1978, 7 págs.

1.37 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Perfiles Canales (U) de Acero, Laminados en Caliente". COVENIN 1037-78, 1978, 9 págs.

1.38 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Perfiles Soldados Estructurales de Acero". COVENIN 1147-78, 1978, 7 págs.

1.39 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Perfiles I de Alas Inclinadas de Acero, Laminados en Caliente". COVENIN 1149-78, 1978, 14 págs.

1.40 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Electrodos Revestidos para Soldadura Manual al Arco de los Aceros de Bajo Carbono". COVENIN 7:7-001, 1979, 35 págs.

1.41 - Convention Européenne de la Construction Métallique. "Recommandations pour L'Étude et L'Exécution des Constructions Métalliques". 2 Vols, CECM, París, 1977.

1.42 - Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. "Normas para la Construcción de Edificios 1945". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1944, págs. 127-136.

1.43 - Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. "Normas para el Cálculo de Edificios 1947". Ministerio de Obras Públicas, Caracas 1948, págs. 37-75.

1.44 - Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. "Normas para el Cálculo de Edificios 1955". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1959, 382 págs. Parte IV, págs. 211-280.

1.45 - Dirección de Edificios. "Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, Noviembre 1967, 19 págs.

1.46 - Dirección General de Desarrollo Urbanístico. "Normas para Cargas y Sobrecargas en Edificios". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1975, 59 págs.

1.47 - Instituto de Ingeniería. "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con Comentarios". Universidad Nacional Autónoma de México, Publicación Nº 400, Julio 1977, 150 págs.

1.48 - Instituto de Ingeniería. "Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos". Universidad Nacional Autónoma de México, Publicación Nº 402, Julio 1977, 205 págs.

1.49 - Instituto Chileno del Acero. "Manual de Diseño para Estructuras de Acero". 2a ed., ICHA, Santiago de Chile, 1976, 947 págs.

1.50 - Instituto Nacional de Normalización. "Especificaciones para el Cálculo de Estructuras de Acero para Edificios". NCh 427. cR76, Santiago de Chile, 1976, 179 págs.

1.51 - Ministerio de la Vivienda. "Cálculo de las Estructuras de Acero Laminado en Edificación". Norma Básica MV - 103/72, Madrid, 1972, 103 págs.

1.52 - Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Nº 118, 3a Época, México D.F., 15 de Abril de 1977, págs. 35-60.

1.53 - "Nuevo Reglamento de Construcciones". Diario Oficial del Departamento del Distrito Federal, México D.F., 14 de Diciembre de 1976, 63 págs.

1.54 - Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation. "Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts". S314, AISC, Febrero 1976, 21 págs.

1.55 - Siderúrgica del Orinoco C.A. "Manual de Proyecto de Estructuras de Acero". SIDOR, Caracas, 1972, 845 págs.

1.56 - Steel Joist Institute and American Institute of Steel Construction. "Standard Specifications and Load Tables for Open Web Steel Joists. J-Series and H-Series". SJI - AISC, Noviembre 1972, AISC Manual of Steel Construction, 7a ed., 1974, págs. 5-231 a 5-261.

1.57 - Steel Joist Institute and American Institute of Steel Construction. "Standard Specifications and Load Tables for Longspan Steel Joist. LJ-Series and LH-Series - Deep Longspan Steel Joists. DLJ - Series and DLH - Series". SJI - AISC, Noviembre 1972, AISC Manual of Steel Construction, 7a ed., 1974, págs. 5-263 a 5-295.

1.58 - Steel Structures Painting Council. "Steel Structures Painting Manual. Vol. 1. Good Painting Practice". SSPC, Pittsburgh, 1966, 423 págs.

1.59 - Steel Structures Painting Council. "Steel Structures Painting Manual. Vol. 2. Systems and Specifications". SSPC, Pittsburgh, 1973, 351 págs.

1.60 - Steel Structures Painting Council and American Institute of Steel Construction. "A Guide to the Shop Painting of Structural Steel". SSPC - AISC, Junio 1972, AISC Manual of Steel Construction, 7a ed., 1974, págs. 5-299 a 5-318.

b) TEXTOS EN INGLÉS

1.61 - Adams, P.F.; Krentz, H.A. y Kulak, G.L. "Limit States Design in Structural Steel". Canadian Institute of Steel Construction, Ontario, 1977, 325 págs.

1.62 - Bleich, F. "Buckling Strength of Metal Structures". Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1952, 508 págs.

1.63 - Blodgett, O. "Design of Weldments". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, 1963, 460 págs.

1.64 - Blodgett, O. "Design of Welded Structures". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, 1966, 826 págs.

1.65 - Bresler, B.; Lin, T.Y. y Scalzi, J.B. "Design of Steel Structures". 2a ed., John Wiley and Sons Inc., New York, 1968, 830 págs.

1.66 - Brockenbrough, R.L. y Johnston, B.G. "USS Steel Design Manual". United States Steel Corporation, Pittsburgh, 1974, 260 págs.

1.67 - Chajes, A. "Principles of Structural Stability Theory". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1974, 336 págs.

1.68 - Chen, W.F. y Atsuta, T. "Theory of Beam-Colums. - Vol. 1. In-Plane Behavior and Design". Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1976, 513 págs.

1.69 - Chen, W.F. y Atsuta, T. "Theory of Beam-Colums - Vol. 2. Space Behavior and Design". Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1976, 732 págs.

1.70 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a ed., John Wiley and Sons Inc., New York, 1966, 217 págs.

1.71 - Council on Tall Buildings. Group SB. "Structural Design of Tall Steel Buildings". Volume SB of Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, ASCE, New York, 1979, 1057 págs.

1.72 - Crawley, S.W. y Dillon, R.M. "Steel Buildings. Analysis and Design". 2a ed., John Wiley and Sons, New York, 1977, 591 págs.

1.73 - Disque, R.O. "Applied Plastic Design in Steel". Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1971, 243 págs.

1.74 - Fisher, J.W. y Struik, J.H. "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints". John Wiley and Sons, New York, 1974, 314 págs.

1.75 - Gaylord, E.H. y Gaylord, C. N. "Design of Steel Structures" 2a ed., Mc Graw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo, 1972, 663 págs.

1.76 - Galambos, T.V. "Structural Members and Frames". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1968, 373 págs.

1.77 - Johnston, B.G. y Lin, F.J. "Basic Steel Design". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1974, 246 págs.

1.78 - Joint Committee of the Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers. "Plastic Design in Steel - A Guide and Commentary". 2a ed., Manuals and Reports on Engineering Practice Nº 41, ASCE, 1971, 336 págs.

1.79 - Kuzmanović, B.O. y Willems, N. "Steel Design for Structural Engineers". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1977, 509 págs.

1.80 - Marcus, S.H. "Basics of Structural Steel Design". Reston Publishing Company Inc., Virginia, 1977, 468 págs.

1.81 - Mc Guire, W. "Steel Structures". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1968, 1112 págs.

1.82 - Rice, P.S. y Hoffman,E. "Structural Design Guide to AISC Specification for Buildings". Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1976, 360 págs.

1.83 - Sacks, R.J. "Welding: Principles and Practices". Chas. A. Bennett Co. Inc., Illinois, 1976, 991 págs.

1.84 - Salmon, C. y Johnson, J. "Steel Structures. Design and Behaviour". Intext Educational Publishers, 1971, 945 págs.

1.85 - Structural Stability Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures". 3a ed., John Wiley and Sons, New York, 1976, 616 págs.

1.86 - Tall, L. (Editor). "Structural Steel Design". 2a ed., The Ronald Press Co., New York, 1974, 875 págs.

1.87 - The Lincoln Electric Company. "The Procedure Handbook of Arc Welding". 12a ed., Cleveland, 1973, 700 págs.

1.88 - Timoshenko, S.P. y Gere, J.M. "Theory of Elastic Stability". 2a ed., Mc Graw-Hill Book Co., Tokyo, 1961, 541 págs.

1.89 - Trahair, N.S. "The Behaviour and Design of Steel Structures". Chapman and Hall, 1977, London, 320 págs.

1.90 - Yu, W-W. "Cold-Formed Steel Structures". Mc Graw-Hill Book Co., 1973, 463 págs.

c) TEXTOS EN ESPAÑOL

1.91 - Argüelles, R. "La Estructura Metálica Hoy". 2a ed., 4 Vols., Librería Técnica Bellisco, Madrid, 1975.

1.92 - Beyer, E. "Estructuras de Acero". Folleto de Estructuras Nº 12, Facultad de Ingeniería, UCV., 1978, 342 págs.

1.93 - Bresler, B.; Lin, T.Y. y Scalzi, J.B. "Diseño de Estructuras de Acero". Limusa - Wiley, Méjico, 1970, 926 págs.

1.94 - Daussy, R. "Guía Práctica de la Construcción Metálica". 2a ed., Editorial Blume, Madrid, 1972, 216 págs.

1.95 - De Buen, O. "Estructuras de Acero. Comportamiento y Diseño". Limusa, Méjico, 1980, 673 págs.

1.96 - Garrido, L. "Diseño de Estructuras de Acero". 3a ed., Librería Independencia, Mérida, 1977, 274 págs.

1.97 - Lothers, J. "Diseño de Estructuras Metálicas". Editorial Prentice-Hall Internacional, Madrid, 1973, 560 págs.

1.98 - Pender, J.A. "Soldaduras". Mc Graw-Hill de Méjico S.A., Colombia, 1971, 172 págs.

1. 99 - Zapata, L. F. "Diseño Estructural en Acero". Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1977, 230 págs.

1.100 - Zignoli, V. "Construcciones Metálicas". 2 Vols., Editorial Dossat S. A., Madrid, 1978, 2073 págs.

d) PUBLICACIONES PERIÓDICAS

1.101 - "Acier - Stahl - Steel". Trimestral, en tres idiomas.
Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier (CBLIA).
rue Montoyer 47,
B-1040 Bruxelles, Bélgica.

1.102 - "Construction Métallique". Trimestral.
Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM),
20, rue Jean-Jaurés,
92807 Puteaux, Francia.

1.103 - "Der Stahlbau". Trimestral.
Gropius Techn. Fachbuchhandlung.
Hohenzollerndamm 170,
1000 Berlín, Alemania Occidental.

1.104 - "Engineering Journal". Trimestral.
American Institute of Steel Construction (AISC).
Wrigley Building, 8th floor,
400 North Michigan Avenue,
Chicago, IL 60611, E. U. A.

1.105 - "Informes de la Construcción". Mensual.
Instituto Eduardo Torroja (IETcc).
Apdo. 19002, Madrid-33, España.

1.106 - "Journal of the Structural Division". Mensual.
American Society of Civil Engineers (ASCE).
345 East 47th Street,
New York, NY 10017, E. U. A.

1.107 - "L'Acier pour Construire". Trimestral.
Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (OTUA).
5 bis, rue de Madrid,
75008 París, Francia.

CAPITULO C-2 NOTACION Y UNIDADES

C-2.1 GENERALIDADES

Este Capítulo no tiene correspondiente en las Normas AISC 1975.

Se ha tratado de mantener la notación de las normas AISC excepto cuando colide con las recomendaciones internacionales ACI-CEB-FIP 1970, adoptadas por la Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano en 1976 para todas sus normas. Consecuentemente, por ejemplo, todas las variables adimensionales se representan sistemáticamente mediante letras griegas minúsculas, Ref. 2.1. La notación original entre paréntesis al final de cada definición permite establecer la equivalencia precisa. Por otra parte, su significado se complementa con el vocabulario del Apéndice E (Nomenclatura y Definiciones).

Respecto a las unidades, la Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones decidió en 1976 seguir utilizando el sistema técnico Metro - Kilogramo fuerza - Segundo y no adoptar aún el Sistema Internacional SI Metro - Kilogramo masa - Segundo, en donde la unidad de fuerza es el Newton (N) y la de presión el Pascal (Pa), igual a un Newton sobre metro cuadrado (N/m^2), véase las Refs. 2.2 y 2.3. La conversión al sistema internacional se efectúa mediante las siguientes equivalencias:

$$1000 \text{ kgf} = 9807 \text{ N} \approx 0.01 \text{ MN (Meganewton)};$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.09807 \text{ MPa} \approx 0.1 \text{ MPa (Megapascal)}.$$

El sistema de unidades inglés, solamente utilizado en los Estados Unidos, se mantiene paralelamente y se coloca entre paréntesis.

En la precisión de las conversiones numéricas se ha tratado de guardar el mismo número de cifras significativas, como máximo tres, del original. No obstante, para el Módulo de Elasticidad del acero se ha tomado

el valor generalizado en Europa de 2.1×10^6 kgf/cm^2, tradicionalmente adoptado por la Comisión de Normas, en lugar de la "traducción" 2.04×10^6 kgf/cm^2 (29×10^6 lb/plg^2).

C-2.2 NOTACIÓN

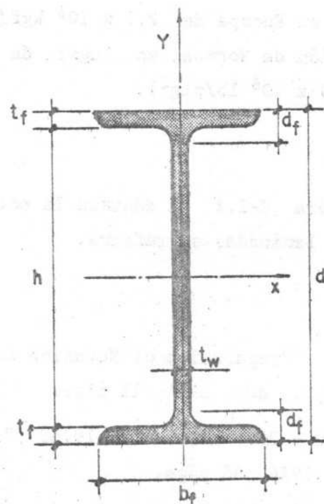
En la Figura C-2.1 se destaca la notación de estas Normas en lo que a secciones laminadas se refiere.

REFERENCIAS

2.1 - Comité ACI 104. "Preparation of Notation for Concrete (ACI 104-71)". ACI Standard. ACI, 1971, 11 págs.

2.2 - Norma ASTM E 380 - 76. ANS Z210.1-1976. "Standard for Metric Practice". ASTM, 1976, 38 págs.

2.3 - Norma COVENIN 288. "Sistema Internacional de Unidades SI". 1965, 10 págs.



b_f = ANCHO DEL ALA

d = ALTURA TOTAL DE LA SECCION

d_f = DISTANCIA DESDE EL BORDE EXTERIOR DEL ALA AL FILETE DEL ALMA

h = DISTANCIA LIBRE ENTRE LAS ALAS

t_f = ESPESOR DEL ALA

t_w = ESPESOR DEL ALMA

x = EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA

y = EJE DE MENOR MOMENTO DE INERCIA

FIGURA C-2.1. NOTACION PARA LAS SECCIONES LAMINADAS

CAPITULO C-3 PLANOS Y DIBUJOS

El Capítulo 3 del Articulado corresponde completamente a la Sección 1.1 de las Normas AISC 1975, excepto que se ha añadido el Artículo 3.3 y todo el Comentario, el cual no aparece en dichas Normas.

En los proyectos de estructuras de acero se distinguen fundamentalmente tres tipos de planos: planos de proyecto, planos de taller y planos de construcción.

Los planos de proyecto muestran el resultado final del diseño ejecutado por el ingeniero proyectista e incluyen, entre otros detalles: las secciones, las dimensiones y la situación relativa de todos los miembros de la estructura; el tipo de estructuración empleado; las fuerzas a ser resistidas por los miembros y sus conexiones, cuando así lo requiera la preparación de los planos de taller; el tipo o los tipos de acero y dónde van a ser utilizados, etc. Estos planos deben proveer la información más detallada posible para una preparación adecuada de los planos de taller.

Los planos de taller se preparan en base a la información suministrada por los planos de proyecto, y tienen como finalidad señalar los detalles necesarios para proceder a la fabricación de las partes componentes que integran la estructura. El objetivo fundamental de estos planos es mostrar la localización, el tipo y las dimensiones de todos los conectores y soldaduras, indicando los que serán ejecutados en el taller y en la obra.

Adicionalmente se necesitan los planos de construcción, razón por la cual se ha añadido el Artículo 3.3, para facilitar las operaciones de montaje de los miembros y posteriormente el proceso de revisión e inspección. En los planos de construcción deben indicarse las marcas de identificación de todas las piezas que componen la estructura, así como los conectores y soldaduras que serán ejecutados en la obra.

En los Capítulos 3 y 4 de las normas COVENÍN-MINDUR 1755, Ref. 3.1, están las disposiciones específicas a cumplir, y en las 3.2 a 3.5 puede encontrarse una información completa sobre todos los aspectos referentes a planos, dibujos y soldaduras.

REFERENCIAS

3.1 - Comisión Venezolana de Normas Industriales - Ministerio del Desarrollo Urbano. "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero". COVENÍN-MINDUR 1755, 1982, 99 págs.

3.2 - American Institute of Steel Construction. "Structural Steel Detailing, 2nd Edition, (1971)". AISC, New York, 1971, 406 págs.

3.3 - American Welding Society. "Symbols for Welding and Nondestructive Testing". AWS A2.4-79, AWS, Miami, 1979, 76 págs.

3.4 - Canadian Institute of Steel Construction. "Fundamentals of Structural Shop Drafting". 2nd Edition. CISC, Willowdale, Ontario, 1978, 244 págs.

3.5 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Símbolos de Soldadura". COVENÍN 785, 1977.

CAPITULO C-4 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN

El Capítulo 4 corresponde esencialmente a la Sección 1.2 de las Normas AISC 1975, excepto que se ha dividido en cuatro Artículos para una mejor claridad de exposición y se ha ampliado su Comentario.

A fin de que puedan ser dadas las instrucciones adecuadas al personal del taller y al de la construcción, las hipótesis básicas que sustentan el diseño deben ser entendidas inequívocamente por todos los técnicos y profesionales involucrados. Esas hipótesis se clasifican en estas Normas de acuerdo a tres tipos de construcción diferentes y generalmente reconocidos en la práctica.

En la Tabla C-4.1 se resumen los tres tipos de construcción permitidos con sus correspondientes grados de restricción en las conexiones, entendiéndose como grado de restricción a la relación que existe entre el valor real del momento en la conexión de los extremos del miembro y el que se generaría si ésta fuese completamente rígida, Ref. 4.1.

TABLA C-4.1 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN

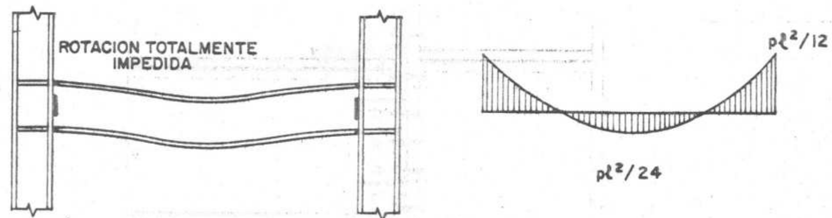
Tipo de Construcción	Definición	Grado de Restricción
Tipo 1	Estructuración con uniones rígidas	Aproximadamente un 90% o más
Tipo 2	Estructuración con uniones flexibles	Aproximadamente un 20% o menos
Tipo 3	Estructuración con uniones semirígidas	Aproximadamente entre un 20% y un 90%

En la Figura C-4.1 se ilustran los tipos de construcción señalando la influencia del grado de rigidez de una conexión viga-columna en los diagramas de momentos. Se supone que las conexiones viga-columna se diseñarán para resistir los cortes y momentos que se generan debido al grado de restricción.

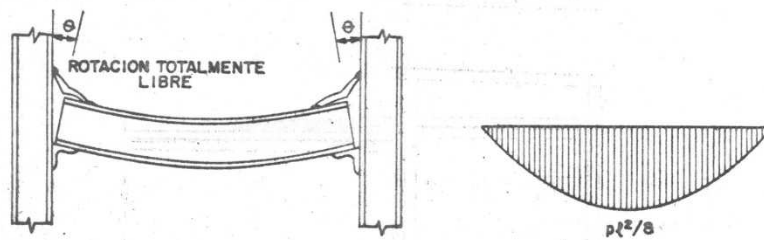
La estructuración con uniones rígidas se utiliza en estructuras diseñadas para resistir acciones accidentales provenientes de los efectos del viento o del sismo mediante la acción de pórtico. En tales casos la continuidad de vigas y columnas es fundamental para proveer la resistencia requerida, excepto cuando esa resistencia se provee mediante arriostramientos o muros, y se admite usualmente en los análisis que las conexiones son lo suficientemente rígidas como para mantener virtualmente inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan. En la Figura C-4.2 se indican conexiones típicas que proporcionan prácticamente un grado de restricción del cien por ciento.

La estructuración con uniones flexibles se utiliza en estructuras donde no es necesario considerar las acciones accidentales o donde se selecciona y se diseña un número limitado de conexiones para resistir momentos. Las conexiones flexibles se diseñan para resistir fuerzas cortantes solamente y los extremos de las vigas están libres de girar bajo las cargas de gravedad. No obstante, estas conexiones pueden desarrollar momentos flectores de poca magnitud que podrían ser del orden de un diez por ciento del momento correspondiente a un grado de restricción total, pero que no se consideran en el diseño. Estas Normas permiten utilizar las conexiones flexibles bajo la combinación de cargas gravitacionales y de viento o sismo, siempre que sean diseñadas de tal forma que la capacidad de deformación inelástica permita reducir los momentos para evitar sobretensiones en los conectores o soldaduras. En la Figura C-4.3 se indican conexiones flexibles para cargas de gravedad y en la Figura C-4.4 para combinaciones con viento o sismo.

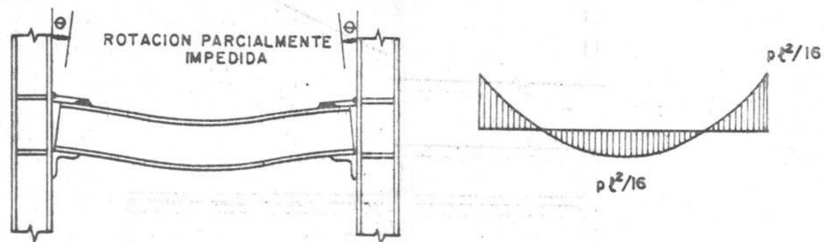
La estructuración con uniones semirígidas tiene como idea fundamental lograr un diagrama de momentos más compensado que en los tipos anteriores, tal como se puede observar en la Figura C-4.1. Este tipo de



TIPO 1 . ESTRUCTURACION CON UNIONES RIGIDAS Y UN GRADO DE RESTRICCION DEL 100 %



TIPO 2 . ESTRUCTURACION CON UNIONES FLEXIBLES Y UN GRADO DE RESTRICCION DEL 0 %



TIPO 3 . ESTRUCTURACION CON UNIONES SEMIRIGIDAS Y UN GRADO DE RESTRICCION DEL 75 %

FIGURA C-4.1. TIPOS DE CONSTRUCCION Y SUS CORRESPONDIENTES DIAGRAMAS DE MOMENTOS PARA UNA CARGA UNIFORME p

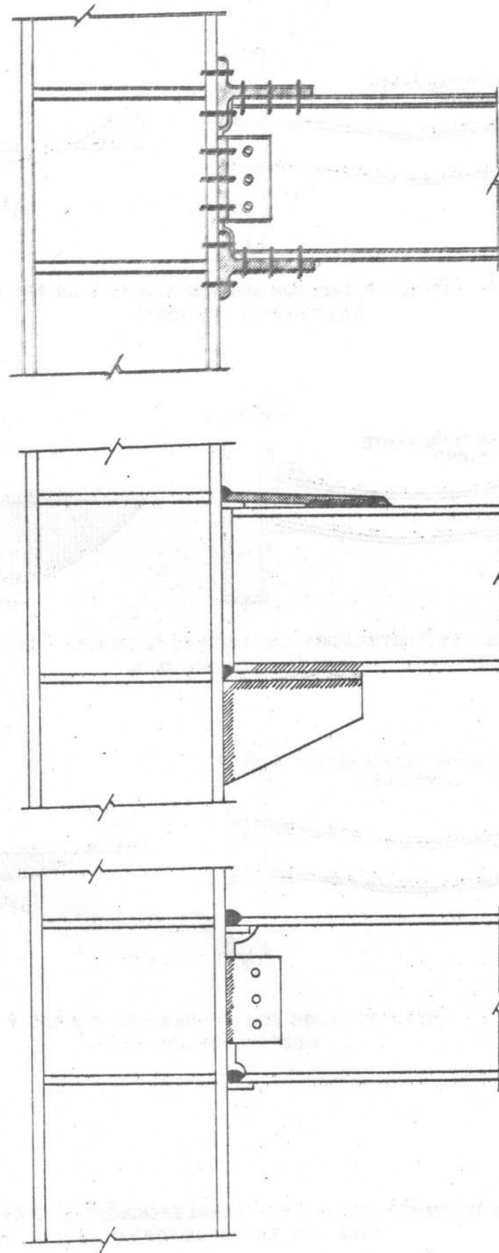


FIGURA. C-4.2. EJEMPLOS DE CONEXIONES RIGIDAS TIPICAS

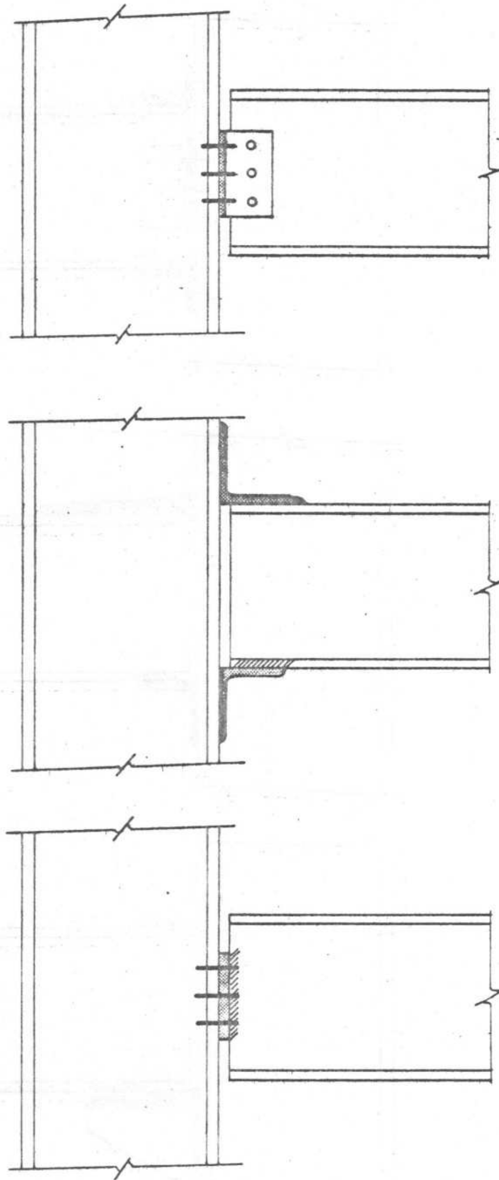


FIGURA C - 4.3. EJEMPLOS DE CONEXIONES FLEXIBLES TIPICAS PARA CARGAS GRAVITACIONALES

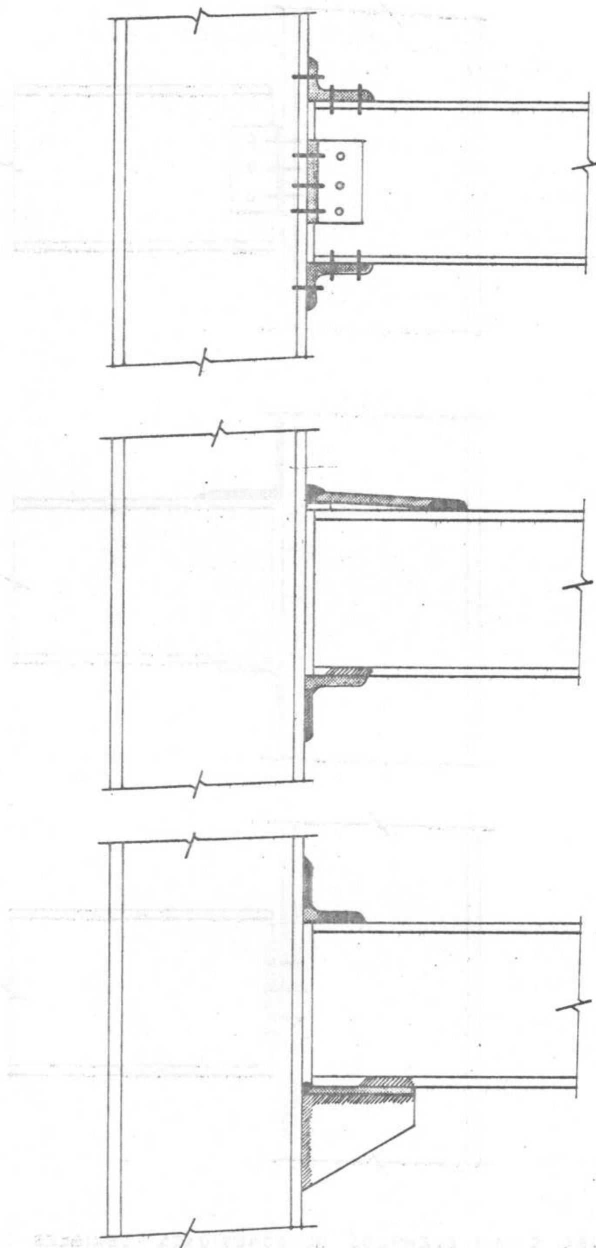


FIGURA C-4.4. EJEMPLOS DE CONEXIONES FLEXIBLES TIPICAS PARA COMBINACIONES DE CARGAS CON VIENTO O SISMO

estructuración permite economizar tanto en el material de la viga como en el de la conexión, ya que se diseña para un menor grado de restricción. Sin embargo, resulta difícil controlar el balance adecuado entre la resistencia suministrada y la deformabilidad resultante. Dado que el comportamiento de estas conexiones es bastante complejo, el diseño se efectúa bajo la hipótesis simplificada de que los perfiles angulares conectados al alma resisten la fuerza cortante y que los conectados a las alas resisten el momento flector. Las conexiones típicas de esta estructuración son similares a las empleadas en las flexibles, pero se añaden planchas en las alas, diseñadas para resistir momentos de magnitud controlada.

REFERENCIA

4.1 - Blodgett, Omer W. "Design of Welded Structures". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, 1966, 826 págs.

CAPITULO C-5 ACCIONES

El Capítulo 5 corresponde parcialmente a la Sección 1.3 de las Normas AISC 1975, habiéndose introducido importantes modificaciones conceptuales en la clasificación de las acciones, que, conjuntamente con sus definiciones precisas, han sido adoptadas por las Normas del Comité Euro-internacional del Concreto CEB, dividiéndolas en permanentes, variables y accidentales, Ref. 5.1

Estas Normas no pretenden reglamentar las acciones para las cuales han de ser diseñadas las estructuras. Las reglas pertinentes están cubiertas en su mayor parte por las Normas vigentes del Ministerio del Desarrollo Urbano: "Normas para Cargas y Sobrecargas en Edificios", en lo que se refiere a las acciones permanentes, variables y accidentales debidas a la acción del viento, Ref. 5.2, y "Normas para Construcciones Antisísmicas", en lo que se relaciona con las acciones accidentales debidas al sismo, Ref. 5.3. Para otros casos no contemplados en las normas citadas se recomienda consultar la Ref. 5.4.

C-5.5.2 ACCIÓN DEL SISMO

Actualmente las normas de estructuras de acero no contienen todavía requisitos especiales sobre la calidad de sus materiales o el diseño y construcción de sus componentes y detalles para resistir fuerzas sísmicas. Mientras no se llegue a un acuerdo en la síntesis de las investigaciones que se realizan, se recomienda consultar las disposiciones tentativas propuestas en la Ref. 5.5 y el folleto introductorio de la Ref. 5.6, el cual se basa en las normas de California, Ref. 5.7.

REFERENCIAS

5.1 - Comité Euro-internacional du Béton (CEB) y Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). "Règles Unifiées Communes aux Différents Types d'Ouvrages et de Matériaux", Volume I. CEB - FIP, París, 1978, 101 págs. "Code Modèle CEB - FIP pour les Structures en Béton", Volume II. CEB - FIP, París, 1978, 336 págs.

5.2 - Dirección General de Desarrollo Urbanístico, Dirección de Estudios y Proyectos, MOP. "Normas para Cargas y Sobrecargas en Edificios". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1975, 59 págs.

5.3 - Dirección de Edificios. "Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1967, 19 págs.

5.4 - International Conference of Building Officials. "Uniform Building Code. 1979 Edition". ICBO, Whittier, California, 1979, 734 págs.

5.5 - ATC, Applied Technology Council. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests and the Research Community". ATC 3-06, U.S. Department of Commerce, June 1978. Capítulo 10, págs. 95-99 (Articulado) y 439-447 (Comentario).

5.6 - Teal, Edward J. "Seismic Design Practice for Steel Buildings". AISC Engineering Journal, 4th Quarter, 1975, págs. 101-151. Publicación AISC N°TR215.

5.7 - Seismology Committee. Structural Engineers Association of California. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary". SEAOC, San Francisco, 1975. Section 4. Steel Ductile Moment Resisting Space Frames, págs. 20 y 21 (Articulado) y 76-C a 84-C (Comentario).

CAPITULO C-6 MATERIALES

El Capítulo 6 corresponde enteramente a la Sección 1.4 de las Normas AISC 1975, haciéndose referencia a las Normas ASTM y AWS mientras no existan las correspondientes Normas COVENIN que las substituyan.

La calidad de los aceros aprobados para ser utilizados aplicando las presentes Normas, y que se ajustan a determinadas especificaciones de las Normas ASTM, alcanzan hasta una tensión cedente de 7000 kgf/cm^2. Algunas de esas Normas ASTM especifican un "punto cedente mínimo", mientras que otras se refieren a una "resistencia cedente mínima". En estas Normas se utiliza genéricamente el término "tensión cedente" para significar tanto el "punto cedente" como la "resistencia cedente".

En este Capítulo, además de las especificaciones para aceros de diversos grados de resistencia, se incluyen las correspondientes a forjas de acero colado y otros productos accesorios tales como remaches, pernos y electrodos para soldaduras.

Cuando así se le solicite, el fabricante debe proporcionar un certificado declarando que todo el acero requerido con una tensión cedente superior a 2500 kgf/cm^2 se ha suministrado de acuerdo con los planos y especificaciones.

PARTE 2 DISEÑO ELASTICO

CAPITULO C-7 TENSIONES ADMISIBLES

Este Capítulo corresponde completamente a la Sección 1.5 de la Parte 1 de las Normas AISC 1975, diferenciándose solamente en la nomenclatura y en algunas simplificaciones que se han introducido en las fórmulas.

C-7.1 ACERO ESTRUCTURAL

Donde los requisitos se formulan en función de F_y conjuntamente con valores numéricos, se advierte especialmente que todas las tensiones que aparecen en estas Normas, incluyendo el valor aplicable de F_y, se expresan en kilogramos-fuerza sobre centímetros cuadrados (kgf/cm^2).

Para una fácil referencia, en el Apéndice A se tabulan los valores numéricos de las tensiones admisibles correspondientes a las tensiones cedentes de varios aceros especificados en el Artículo 6.1.

El Apéndice D abarca los requisitos de diseño para estructuras constituidas por miembros de altura variable linealmente. Aún cuando los requisitos sobre tensiones admisibles para esos miembros son similares básicamente a los previstos en este Capítulo, se requieren ciertas modificaciones debido a la variación de la altura. Tales modificaciones obligan a la introducción de una notación especial, definida frecuentemente por expresiones algebraicas que no son aplicables a miembros prismáticos. En vista de que la utilización de miembros con altura variable linealmente es limitada, la notación y los requisitos de diseño para estos miembros han sido omitidos en el Capítulo 7 y se incluyen solamente en el Apéndice D.

C-7.1.1 TRACCIÓN

Para prevenir la falla de un miembro sometido a tracción, en esta Sección se adopta un coeficiente de seguridad de 1.67 con respecto a la tensión cedente especificada. Además, se incluye una precaución

adicional aplicable sólo a la sección neta de los miembros sometidos a tracción axial, consistente en un factor de seguridad de 2.0 con respecto a la mínima resistencia especificada a la tracción. Obviamente, esta última disposición se aplica solamente a aceros en los que la relación de la tensión cedente respecto a la resistencia a la tracción es igual o mayor al cociente de 0.5 entre 0.6.

La tensión admisible en la sección neta a través de los agujeros para pasadores está basada en la experiencia y la investigación sobre barras unidas con pasadores, Ref. 7.1.

C-7.1.2 FUERZA CORTANTE

Aún cuando la tensión cortante cedente del acero estructural se ha estimado que varía entre 1/2 y 5/8 del valor correspondiente a la tensión cedente en tracción y en compresión, y se toma frecuentemente como $F_y/\sqrt{3}$, se puede observar que el valor dado para la tensión cortante admisible es de 2/3 del recomendado como básico para la tensión admisible en tracción. Esta reducción aparente en el factor de seguridad está justificada debido a los daños menores que ocasiona una cedencia por corte, en comparación con los asociados a una cedencia por tracción o compresión, y por el efecto del endurecimiento por deformación del material.

Las almas de los perfiles laminados son de un espesor tal que raras veces la fuerza de corte constituye el criterio de diseño. Sin embargo, en el caso de conexiones rígidas de dos o más miembros cuyas almas están en un mismo plano, tal como se muestra en la Figura C-7.1, las tensiones cortantes en el panel de alma comprendido entre los límites de la conexión generalmente son elevadas. Tales almas se reforzarán cuando su espesor sea menor de:

$$\frac{2.6\ M}{A_{bc}\ F_y}$$

donde M representa la resta algebraica de los momentos flectores, en kgf×m, aplicados en los lados opuestos del contorno de la conexión y A_{bc} es el área de dicho panel de alma en cm^2. Esta expresión está basada en la hipótesis de que el momento M es resistido por un par con brazo igual a 0.95 d_b, donde d_b es la altura del miembro que aplica el momento. Si se denota por d_c a la altura del miembro que incide en la junta formando un ángulo recto o aproximadamente recto, y se observa que A_{bc} es aproximadamente igual al producto $d_b\ d_c$, el espesor mínimo del alma que no requiere refuerzo puede ser calculado considerando que la tensión cortante admisible viene dada por la expresión siguiente:

$$0.40\ F_y \geq \frac{M}{0.95\ A_{bc}\ t_w}$$

Es decir que el espesor mínimo será:

$$t_w \geq \frac{2.6\ M}{A_{bc}\ F_y}$$

C-7.1.3 COMPRESIÓN

C-7.1.3.1 Las Fórmulas (7-1) y (7-2) están basadas en la estimación de la resistencia básica de columnas sugerida por el "Column Research Council" (Consejo de Investigación de Columnas), véase las Fórmulas (2.11) y (2.12) de la Ref. 7.2. Esta estimación supone que el límite superior para la falla por pandeo elástico se puede definir mediante una tensión de compresión promedio en la columna igual a la mitad de la tensión cedente. La relación de esbeltez λ_c, correspondiente a este límite, puede ser expresada en términos de la tensión cedente para un acero de determinado grado estructural como:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2\pi^2\ E}{F_y}} = \frac{6400}{\sqrt{F_y}}$$

Para obtener las tensiones admisibles se ha aplicado un factor de seguridad variable a la resistencia estimada de la columna. Para columnas muy cortas este factor se ha tomado igual o ligeramente mayor que el correspondiente a los miembros sometidos a tracción axial, lo que se justifica por la poca sensibilidad de tales miembros a las excentricidades accidentales. Para columnas más largas, con relaciones de esbeltez cercanas al dominio de la fórmula de Euler, el factor de seguridad se incrementa en un 15 por ciento. Para conseguir una transición adecuada entre esos límites, el factor de seguridad se ha definido arbitrariamente mediante un polinomio en función de la relación de esbeltez kL/r, equivalente a la cuarta parte de una curva sinusoidal cuyas abscisas son los cocientes kL/r entre λ_c, y en la que las ordenadas varían desde 5/3 para kL/r igual a 0.0 hasta 23/12 para kL/r igual a λ_c. Véase la Figura C-7.2.

En el Apéndice A se tabulan las tensiones admisibles para columnas y otros miembros comprimidos, correspondientes a cuatro valores usuales de F_y.

C-7.1.3.2 La Fórmula (7-2), correspondiente a columnas lo suficientemente esbeltas como para fallar por pandeo elástico, está basada en un factor de seguridad constante e igual a 23/12 con relación a la resistencia de la columna prevista por la fórmula elástica de Euler. Véase la Figura C-7.2.

C-7.1.3.3 Las tensiones admisibles a compresión de miembros secundarios y de arriostramiento, cuando L/r excede de 120, se obtienen mediante la Fórmula (7-3) proveniente de dividir los valores calculados con las Fórmulas (7-1) o (7-2) entre el factor (1.6 - L/(200r)), tal como se muestra en la Figura C-7.2.

Una tensión admisible más liberal para este tipo de miembros se justifica en parte por su poca importancia relativa, así como por una posible mayor efectividad de la restricción que suele haber en sus extremos, la que hace disminuir sensiblemente el valor de k.

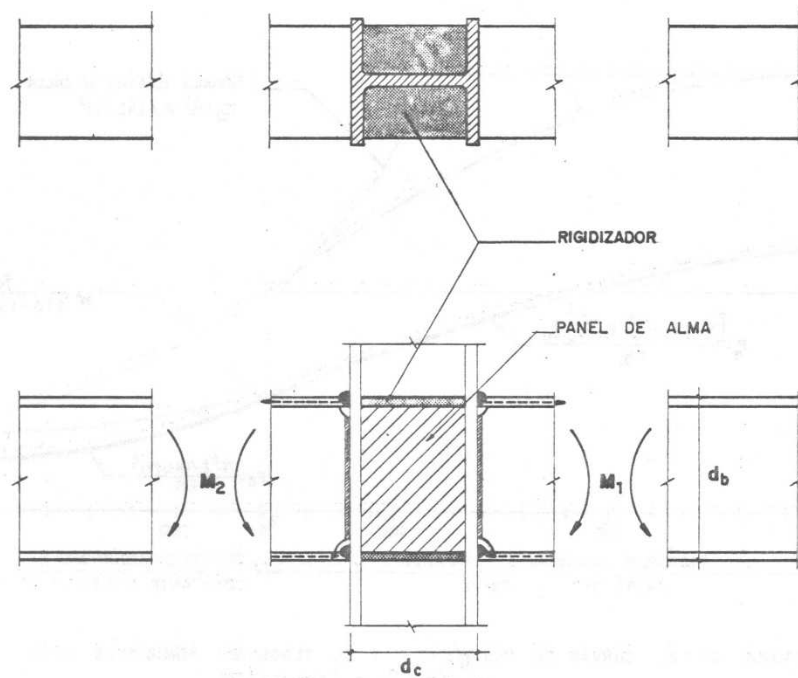


FIGURA C-7.1. EJEMPLO DE CONEXION RIGIDA DE DOS MIEMBROS CUYAS ALMAS ESTAN EN UN MISMO PLANO

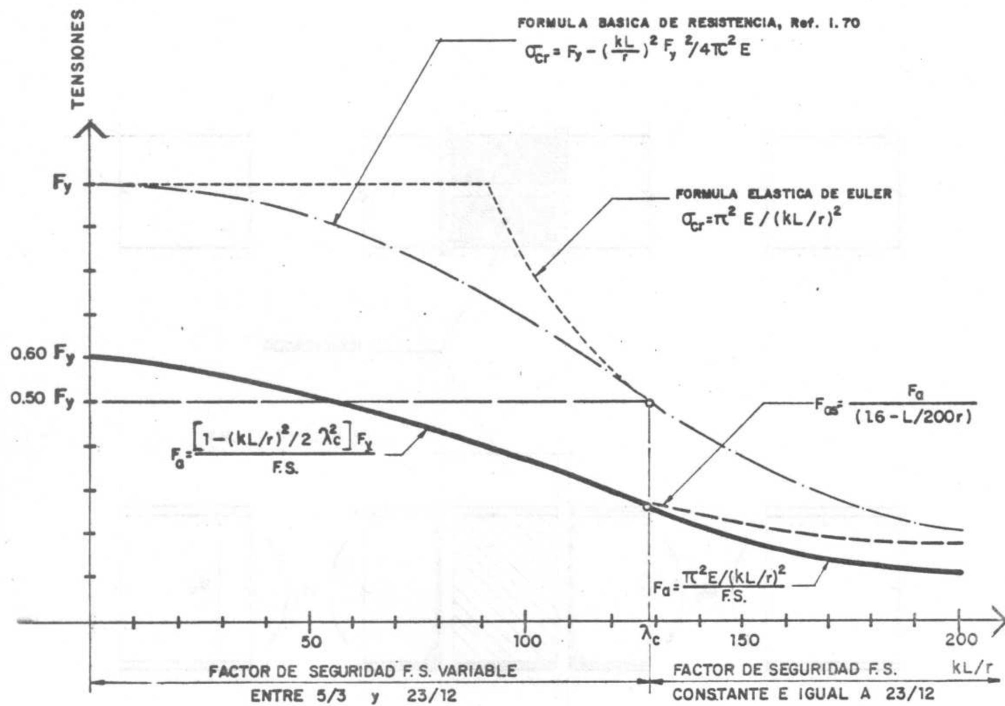


FIGURA C-7.2. CURVAS DE RESISTENCIA Y DE TENSIONES ADMISIBLES PARA UN ACERO F_y = 2 500 kgf/cm²

Ya que la Fórmula (7-3) toma en cuenta el efecto favorable de la restricción en los extremos, en ella se debe usar siempre la longitud total no arriostrada del miembro en lugar de la longitud efectiva reducida que resultaría si se considerase un valor de k menor de 1.0. Adicionalmente, la aplicación de la fórmula se limitará a miembros que estén más o menos restringidos contra rotaciones y traslaciones en sus puntos de arriostramiento.

C-7.1.4 FLEXIÓN

C-7.1.4.1 Cuando los miembros sometidos a flexión se dimensionan de acuerdo con los requisitos de las Secciones 11.1.2 y 11.2.2, y se arriostran adecuadamente para evitar el desplazamiento lateral del ala comprimida, éstos proveen como mínimo una resistencia a la flexión igual al producto de su módulo de sección multiplicado por la tensión cedente, aún cuando la relación ancho/espesor de los elementos planos comprimidos que forman parte de su sección transversal sea tal que la ocurrencia de un pandeo local pueda ser inminente.

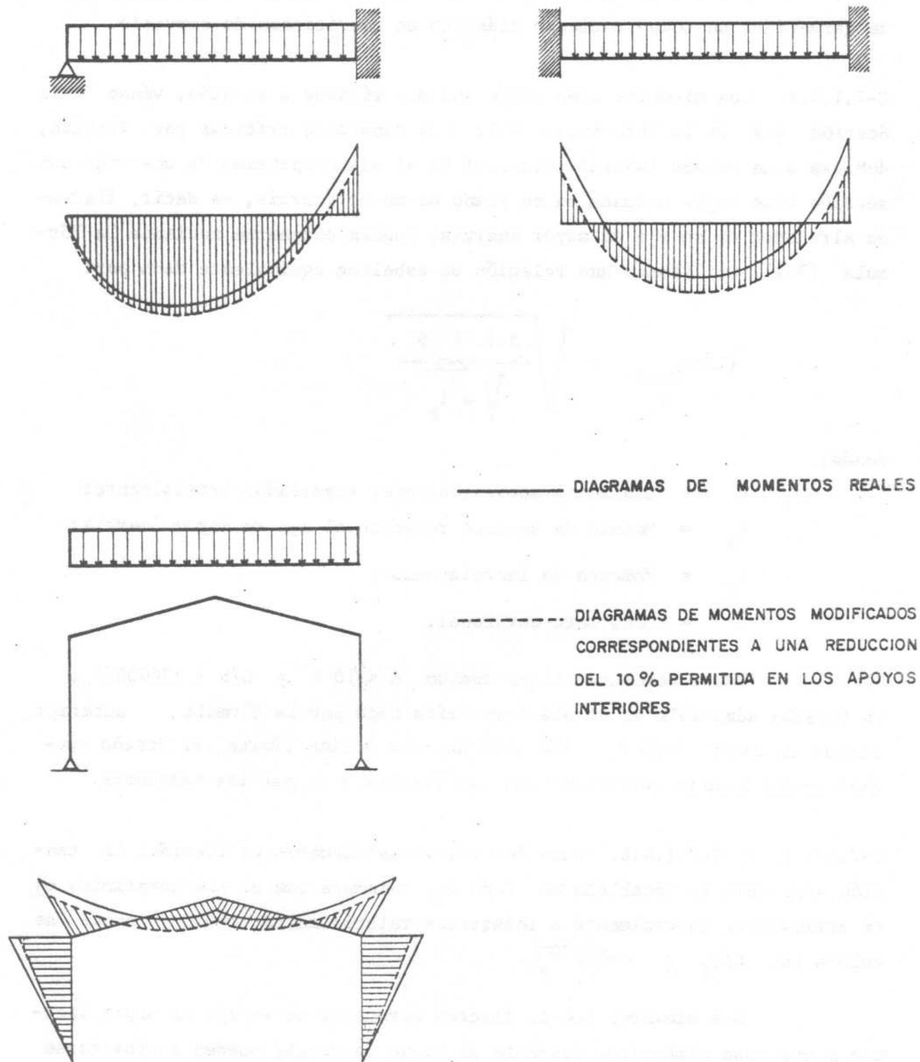
En el caso de secciones homogéneas que cumplen los requisitos señalados en los subpárrafos a al f de la Subsección 7.1.4.1, las investigaciones relacionadas con el diseño plástico han demostrado que el pandeo local no se presenta antes de que se alcance el momento plástico total. Prácticamente todos los perfiles laminados de acero A36 en forma de I, con una tensión cedente de 2500 kgf/cm^2, incluidos los de ala ancha, y una gran parte de los perfiles del mismo tipo con una tensión cedente de 3500 kgf/cm^2, cumplen los requisitos anteriores y se les denomina secciones "compactas". Es obvio que en estos perfiles laminados la posibilidad de una falla en flexión por efecto de una sobrecarga implica un nivel de tensiones más elevado, calculado mediante la expresión M/S, que en los miembros cuyas secciones poseen elementos comprimidos más esbeltos. Como el factor de forma de los perfiles de ala ancha y de sección I es generalmente superior a 1.12, la tensión admisible a flexión para tales miembros se ha aumentado en un 10 por ciento, desde 0.60 F_y hasta 0.66 F_y.

La disposición que permite una redistribución arbitraria del 10 por ciento de los momentos producidos por las cargas gravitacionales en las secciones de apoyo, constituye un reconocimiento parcial a los principios del diseño plástico. Las estructuras continuas formadas por miembros compactos que cumplan las limitaciones de la Subsección 7.1.4.1 se pueden dimensionar satisfactoriamente en base a los requisitos para tensiones admisibles previstos en la Parte 2 de estas Normas, siempre y cuando los momentos flectores anteriores a la redistribución se determinen mediante un análisis elástico. La Figura C-7.3 ilustra cómo se efectúa la redistribución de momentos, comparando los diagramas de momentos calculados con los diagramas resultantes de aplicar esta disposición.

Para obtener el máximo aprovechamiento de la redistribución de momentos, el diseño debe hacerse de acuerdo a las reglas para diseño plástico establecidas en la Parte 3 de estas Normas. Sin embargo, en muchos casos usuales en la práctica, la aplicación de los requisitos de la Subsección 7.1.4.1 proporciona aproximadamente la misma economía total.

C-7.1.4.2 La Fórmula (7-5a) provee una transición gradual entre la tensión admisible en flexión de $0.66\ F_y$, cuando la relación $b_f/2t_f$ de las alas comprimidas y soportadas lateralmente supera a $550/\sqrt{F_y}$, y la tensión admisible de $0.60\ F_y$ cuando tal relación no excede de $800/\sqrt{F_y}$. La capacidad de rotación de las rótulas plásticas en este intervalo de relaciones $b_f/2t_f$ es demasiado pequeña como para permitir una redistribución de los momentos calculados.

C-7.1.4.3 El incremento de un 25 por ciento en la tensión admisible en flexión para secciones compactas y barras macizas rectangulares flectadas alrededor de sus ejes de menor inercia, así como para barras macizas cuadradas o circulares, está fundamentado en el factor de forma favorable que presentan esas secciones cuando se flectan alrededor de su eje más débil, y en el hecho de que en esa posición no puede haber un pandeo lateral-torsional. Aún cuando en el estado plástico o de agotamiento la resistencia a flexión de tales secciones, flectadas de esa manera, excede a su



FIGURÀ C-7. 3. REDISTRIBUCION DE MOMENTOS

resistencia en el estado elástico en un porcentaje considerablemente mayor que el 25 por ciento, no se aprovecha esta ventaja en su totalidad a fin de garantizar un comportamiento elástico en condiciones de servicio.

C-7.1.4.4 Los miembros tipo cajón son muy rígidos a torsión, véase la Sección 4.2 de la Referencia 7.2. Las tensiones críticas por flexión, debidas a un pandeo lateral-torsional en el ala comprimida de una viga con sección tipo cajón cargada en su plano de menor inercia, es decir, flectada alrededor de su eje de mayor inercia, pueden obtenerse mediante la Fórmula (7-1) utilizando una relación de esbeltez equivalente dada por:

$$(L/r)_{equiv} = \sqrt{\frac{5.1\ L\ S_x}{\sqrt{J\ I_y}}}$$

donde:

L = Distancia entre secciones soportadas lateralmente;

S_x = Módulo de sección respecto al eje de mayor inercia;

I_y = Momento de inercia menor;

J = Constante torsional.

Puede demostrarse que cuando $d < 10\ b$ y $L/b < 176000/F_y$, la tensión admisible en el ala comprimida dada por la fórmula anterior tiende al valor $0.60\ F_y$. Más allá de este último límite, el diseño quedará probablemente controlado por las flechas y no por las tensiones.

C-7.1.4.5 y C-7.1.4.6. Para los restantes miembros en flexión, la tensión admisible se establece en $0.60\ F_y$, siempre que el ala comprimida esté arriostrada lateralmente a intervalos relativamente cercanos donde se cumpla que $L/b_f \leq 640/\sqrt{F_y}$.

Los miembros que se flecten alrededor de su eje de mayor inercia y que sean simétricos respecto al plano de carga, pueden arriostrarse lateralmente en forma adecuada a intervalos mayores, si la máxima tensión flectora se reduce lo suficiente como para evitar el pandeo prematuro del

ala comprimida. Las expresiones matemáticas que suministran el valor teóricamente exacto de la resistencia al pandeo de tales miembros toman en cuenta la rigidez torsional alrededor de su eje longitudinal, denominada torsión de Saint-Venant, así como también la rigidez a flexión de su ala comprimida entre secciones arriostradas lateralmente, denominada torsión de alabeo. No obstante, esas expresiones son demasiado complejas para el uso rutinario en las oficinas de proyecto y, además, su precisión depende de la validez de las hipótesis relativas al grado de restricción en las secciones soportadas lateralmente, así como también a las condiciones de carga, hipótesis que no son exactas y que no pueden significar más que los criterios de un ingeniero. La combinación de las Fórmulas (7-6a) ó (7-6b) y (7-7) provee un criterio de diseño razonable en una forma más conveniente.

Las Fórmulas (7-6a) y (7-6b) están basadas en la hipótesis de que solamente la rigidez a flexión del ala comprimida evitará su desplazamiento lateral entre secciones arriostradas.

La Fórmula (7-7) es una aproximación conveniente que tiene en cuenta la presencia simultánea de la resistencia a la flexión lateral y la resistencia a la torsión de Saint-Venant. En el caso de vigas híbridas, debido a la diferencia entre las resistencias cedentes de las alas y del alma, es deseable basar la resistencia al pandeo lateral únicamente en la torsión de alabeo del ala, por lo cual no se permite el uso de la Fórmula (7-7) en tales miembros. La concordancia de esta fórmula con expresiones más precisas para determinar la resistencia al pandeo de miembros a flexión arriostrados en forma intermitente, es mejor en secciones homogéneas que tengan una resistencia considerable a la torsión de Saint - Venant, lo cual en el caso de secciones con doble eje de simetría se reconoce por una relación d/A_f relativamente baja, véase la Fórmula (4.8) de la Ref. 7.2.

En algunas secciones que tienen el área del ala comprimida marcadamente menor que la del ala traccionada, la Fórmula (7-7) puede no ser conservadora; por consiguiente su uso está limitado a secciones cuya

ala comprimida tiene un área igual o mayor que la del ala traccionada. En las vigas armadas, las cuales tienen usualmente una relación d/A_f mucho mayor que la de los perfiles laminados en forma de I ó de ala ancha, la aplicación de la Fórmula (7-7) puede conducir a errores exageradamente conservadores. Para tales miembros, las mayores tensiones admisibles calculadas mediante las Fórmulas (7-6a) ó (7-6b), proporcionan una mejor estimación de la resistencia al pandeo. Aún cuando estas últimas fórmulas subestiman en parte dicha resistencia, debido a que no consideran la rigidez a la torsión de Saint - Venant de la viga, esta rigidez es relativamente pequeña en secciones con relación d/A_f elevada, por lo que el margen de seguridad adicional innecesario es reducido.

Se hace notar que la Fórmula (7-7), al igual que las expresiones más complejas y precisas que ella substituye, solamente es válida para el caso del pandeo elástico. Para esta fórmula no se provee una transición en el dominio inelástico de tensiones, porque cuando se consideran las condiciones reales de aplicación de las cargas y de la variación de los momentos flectores cualquier error contra la seguridad ocasionado por no tener en cuenta esa transición debe ser pequeño.

Los miembros armados de sección I y con un solo eje de simetría, tales como algunas vigas para soporte de grúas, tienen frecuentemente un área mayor en el ala comprimida a fin de resistir la flexión proveniente de la acción conjunta de las cargas laterales y verticales. Estos miembros pueden ser dimensionados usualmente para la máxima tensión admisible a flexión, cuando ésta sea causada por la combinación de cargas verticales y horizontales. Donde el modo de falla de estos miembros sea por pandeo lateral, la tensión admisible a flexión puede obtenerse con la Fórmula (7-6a) o la (7-6b).

Mediante la inclusión del coeficiente α_b, Fórmula (4.13) de la Ref. 7.2, se permiten ciertos incrementos en las tensiones admisibles cuando exista un gradiente de momentos en la longitud no arriostrada del miembro, excepto en flexocompresión, donde este ajuste se efectúa mediante el coeficiente α_m de la Fórmula (8-1a).

Las Fórmulas (7-6a) y (7-6b) pueden refinarse, incluyendo tanto la torsión de alabeo como la de Saint - Venant, al substituir el radio de giro r_T por un valor deducido convenientemente. Este radio de giro equivalente, r_{eq}, puede obtenerse igualando la fórmula apropiada que proporciona la tensión flectora crítica del ala comprimida de una viga en el dominio elástico, Fórmulas (4.9c), (4.30), (4.31) ó (4.32) de la Ref. 7.2, con la correspondiente para una columna cargada axialmente, Fórmula (2.2) de la Ref. 7.2.

Para el caso de una viga de sección I doblemente simétrica se obtiene:

$$(r_{eq})^2 = \frac{I_y}{2S_x} \sqrt{d^2 + \frac{0.156\ L^2\ J}{I_y}}$$

en donde I_y es el momento de inercia menor del miembro y S_x es su módulo de sección mayor. Además:

$$J = \frac{2\ b_f\ t_f^3}{3} + \frac{d\ t_w^3}{3}$$

C-7.1.5.1 El término "superficie precisamente plana", tal como se emplea en estas Normas, se utiliza para designar superficies que han sido aserradas o acabadas con precisión por medios adecuados hasta obtener un plano verdadero.

El valor recomendado para la tensión de aplastamiento en los pasadores no es el mismo que para los remaches. Un valor menor, que en este caso es el 90 por ciento de la tensión cedente de la parte que aloja al pasador, provee una seguridad adicional ante una inestabilidad de la plancha más allá del agujero, el cual es considerablemente mayor que el de un remache, véase la Ref. 7.1.

C-7.2 REMACHES, PERNOS Y PARTES ROSCADAS

C-7.2.1a TRACCIÓN

Las tensiones admisibles para remaches se especifican mediante valores aplicables al área nominal de la sección transversal del remache antes de su aplastamiento. Para una mayor comodidad en el dimensionamiento de conexiones con pernos de alta resistencia, las tensiones admisibles para los pernos se refieren a valores aplicables al área nominal de su cuerpo, es decir, al área del vástago sin roscar. No obstante para pernos A307, los cuales se pueden obtener con diámetros hasta de 10 cm (4 plg), y partes roscadas que no sean pernos de alta resistencia, la tensión de tracción admisible se aplica a un área igual a:

$0.7854\left(D - \frac{0.9743}{n}\right)^2$ cm^2. Se ha encontrado que esta área, la cual es intermedia entre el área total y la correspondiente a la raíz de la rosca, cuando se multiplica por las propiedades mecánicas del material no roscado vaticina con más precisión la resistencia a tracción de partes roscadas de diámetros grandes, tales como los que pueden utilizarse para pernos de anclaje o para barras recalcadas.

En reconocimiento de la protección contra el efecto de hendidura en el roscado, asegurada por el apriete inicial requerido de los pernos de alta resistencia, el organismo "Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints" (Consejo de Investigaciones sobre Juntas Estructurales Remachadas y Empernadas) ha recomendado una tensión admisible de tracción relativamente mayor para estos pernos.

Toda tensión de tracción adicional en un conector, resultante de la acción de apalancamiento que se produce por distorsión de los elementos de la conexión, debe agregarse a la calculada directamente con la tracción aplicada por las cargas externas cuando se dimensionan conectores utilizando las tensiones admisibles especificadas. Dependiendo de la rigidez relativa entre los conectores y el material de la conexión, esta acción de apalancamiento puede ser despreciable o puede constituir una parte substancial de la tracción total en los conectores; véase la Ref. 7.3.

C-7.2.1b FUERZA CORTANTE

Las conexiones que transmiten carga mediante fuerzas cortantes en el plano de la conexión se tipifican como "conexiones por fricción" y "conexiones por aplastamiento". El primer tipo depende de una fuerza de apriete lo suficientemente grande como para evitar el deslizamiento de las partes conectadas, y el segundo tipo del contacto de los conectores con la superficie de sus agujeros para transferir la carga entre las partes conectadas.

La magnitud de la fuerza de apriete originada por la contracción de los remaches durante su enfriamiento o por el apriete de los pernos A307, es impredecible y generalmente insuficiente para evitar el deslizamiento total cuando se alcanzan las tensiones admisibles. Por lo tanto, las conexiones remachadas y las efectuadas con pernos A307 sometidas a corte son tratadas como conexiones por aplastamiento. La elevada fuerza de apriete producida por los pernos de alta resistencia apretados adecuadamente, es suficiente para prevenir el deslizamiento de las partes conectadas cuando un mismo número de esos pernos se coloca substituyendo a los remaches de igual tamaño que se necesitarían para transmitir una carga dada; es decir, los pernos A325 reemplazan a los remaches A502 Grado 1 y los pernos A490 a los remaches A502 Grado 2.

La eficiencia de los conectores roscados para resistir fuerza cortante en las conexiones por aplastamiento disminuye cuando el roscado se extiende dentro del plano de corte entre las partes conectadas. En el caso de pernos de alta resistencia se especifican dos valores para la tensión cortante admisible: uno cuando el roscado está excluido del plano de corte y otro cuando no lo está. En vista de que no se acostumbra controlar este detalle en el caso de los pernos A307, se supone que el roscado puede extenderse dentro del plano de corte y que la tensión cortante admisible, aplicable al área total, se ha reducido para tener en cuenta esta posibilidad, de acuerdo con la modificación al área que aparece al pie de la Tabla 7.2.1.

C-7.2.2 APLASTAMIENTO

Las tensiones admisibles de aplastamiento se especifican como un índice de la eficiencia de las secciones netas calculadas de acuerdo al Capítulo 15.3, y no como una protección al conector ya que éste no la necesita. Este índice también es válido para juntas ensambladas con remaches o con pernos, independientemente de la resistencia al corte del conector o de la presencia o la ausencia de roscas en el área de aplastamiento. En los ensayos de juntas remachadas que se exponen en la Ref. 7.4 se ha demostrado que la resistencia a tracción de la parte conectada no se deteriora cuando la presión de aplastamiento, actuando sobre el área de contacto calculada del conector, es hasta de 2.25 veces mayor que la tensión a tracción permitida en el área neta de dicha parte. En esta investigación, el área de contacto o de aplastamiento fue calculada en la forma usual, multiplicando el diámetro nominal del conector por el espesor de la parte conectada. Además, no se observó ninguna diferencia entre el aplastamiento en corte sencillo y doble, por lo que se recomienda la misma tensión admisible en ambos casos, la cual es aproximadamente igual a 2.25 veces la tensión admisible a tracción especificada para determinar el área neta requerida.

C-7.3 SOLDADURAS

Las tensiones admisibles para soldaduras de penetración completa cargadas estáticamente son las mismas que para el metal base, siempre y cuando las propiedades mecánicas de los electrodos utilizados igualen o excedan a las del metal base. Cuando se unan dos partes de resistencias diferentes, las propiedades del electrodo se deben comparar con las del metal base menos resistente.

Basándose en los ensayos de la Ref. 7.5, la tensión admisible para soldaduras de filete depositadas sobre metal base compatible o sobre acero con propiedades mecánicas superiores a las de este metal base, se da en términos de la resistencia especificada a la tracción del metal de aporte.

Puede observarse que se especifica la misma tensión admisible para soldaduras dispuestas tanto transversal como longitudinalmente, aún cuando se sabe que las fuerzas que pueden resistir las primeras son sustancialmente mayores que las resistidas por las últimas. En la garganta de las soldaduras de ranura de penetración parcial sometidas a tracción perpendicular a su eje, que se encuentran en una situación más parecida a la de los filetes transversales que a la de los longitudinales, la tensión admisible se toma conservadoramente igual a la que corresponde a las soldaduras de filete.

Cuando las soldaduras de ranura de penetración parcial se disponen de tal manera que están sometidas principalmente a tensiones de compresión, de aplastamiento o de tracción paralela al eje longitudinal de la ranura, se pueden dimensionar para que resistan esas tensiones con valores admisibles iguales a los del metal base.

C-7.4 ACERO COLADO Y FORJAS DE ACERO

En correspondencia con la inclusión de acero de alta resistencia y baja aleación, estas Normas reconocen los aceros colados de alta resistencia y las tensiones admisibles se expresan en términos de la mínima tensión cedente especificada para las coladas.

REFERENCIAS

7.1 - Johnston, B.G. "Pin-Connected Plate Links". Transactions, Vol. 104, Paper Nº 2023, ASCE, 1939, págs. 314 - 339.

7.2 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a. ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966, 217 págs.

7.3 - Munse, W.H. "Research on Bolted Connections". Transactions, Vol. 121, Paper Nº 2839, ASCE, 1956, págs. 1255 - 1266. Véase pág. 1265.

7.4 - Jones, J. "Bearing-Ratio Effect on Strength of Riveted Joints". Transactions, Vol. 123, Paper Nº 2949, ASCE, 1958, págs. 964 - 972.

7.5 - Higgins, T.R. y Preece, F.R. "Proposed Working Stresses for Fillet Welds in Building Construction". Welding Journal Research Supplement, Octubre 1968.

CAPITULO C-8 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

El Capítulo 8 corresponde enteramente a la Sección 1.6 de las Normas AISC 1975.

La aplicación de un momento en la longitud no arriostrada de miembros cargados axialmente y el desplazamiento asociado de su directriz en el plano de la flexión, generan un momento secundario igual al producto de la excentricidad resultante multiplicada por la carga axial aplicada, el cual no se refleja en el cálculo de la tensión f_b. Para considerar este momento adicional en el diseño de miembros sometidos a flexocompresión, la Fórmula (8-1a) requiere que f_b sea amplificada por el factor:

$$\frac{1}{(1 - f_a/F'_e)}$$

Dependiendo de la forma del diagrama de momentos aplicados, y por consiguiente de la localización de la sección crítica y de la magnitud de la excentricidad inducida, este factor puede sobreestimar el efecto del momento secundario. Para tomar en consideración esta condición, cuando así se requiera, el factor de amplificación se modifica mediante un coeficiente de reducción α_m.

Cuando la flexión ocurre simultáneamente alrededor de los ejes x e y, la tensión flectora calculada en relación a cada eje se ajusta mediante los valores α_m y F'_e correspondientes a la distribución de los momentos y a la relación de esbeltez en el plano de flexión respectivo.
Esta tensión flectora se introduce en la Fórmula (8-1a) como una fracción de la tensión que se permitiría a flexión si sólo actuasen momentos flectores alrededor de cada eje, es decir F_b, con la debida consideración a la longitud no arriostrada del ala comprimida donde esta última sea un factor gobernante.

Si la tensión normal calculada no excede del 15 por ciento de la tensión normal admisible, la influencia del factor

$$\frac{\alpha_m}{(1 - f_a/F'_e)}$$

generalmente es pequeña y puede ser despreciada, tal como lo expresa la Fórmula (8-2). Sin embargo, su uso en la Fórmula (8-1a) no tiene como propósito permitir un valor de f_b mayor que F_b cuando α_m y f_a son pequeños simultáneamente.

Dependiendo de la relación de esbeltez de la longitud no arriostrada de un miembro en el plano de la flexión, la tensión combinada calculada en uno o ambos extremos de esta longitud puede exceder la tensión combinada en todas las secciones intermedias donde el desplazamiento lateral es producido por los momentos aplicados. En este caso el valor límite de la tensión combinada se establece mediante la Fórmula (8-1b).

La clasificación de los miembros flexocomprimidos depende de dos condiciones: la estabilidad ante el desplazamiento lateral de la estructura de la cual forman parte, y la presencia o ausencia de cargas transversales entre secciones de apoyo en el plano de la flexión. En la Tabla C-8.1 se presentan tres categorías con los requisitos correspondientes del Artículo 8.1.

En la Tabla C-8.1 se observa que f_b se define como el valor de la tensión debida a la flexión calculada en la sección que se considera. En ausencia de cargas transversales entre secciones de apoyo, f_b se calcula con el mayor de los momentos actuantes en dichas secciones. Cuando se aplican cargas transversales en secciones intermedias, el mayor de los momentos que actúa en una de las dos secciones de apoyo se usa para calcular el valor de f_b a incluirse en la Fórmula (8-1b). Sin embargo, para calcular la tensión f_b cuando se aplica la Fórmula (8-1a) se utiliza el momento máximo entre las secciones de apoyo.

TABLA C-8.1. CLASIFICACION DE LOS MIEMBROS FLEXOCOMPRIMIDOS Y LA FORMA CORRESPONDIENTE DE EVALUAR f_b y α_m

CATEGORIA	CONDICIONES DE CARGA (SE SUPONE QUE $f_a > 0.15\ F_a$)	f_b	α_m	OBSERVACIONES
A	MOMENTO MAXIMO EN UNO DE LOS EXTREMOS; DESPLAZAMIENTO PERMITIDO EN LOS EXTREMOS.	M_2/s	0.85	$M_2 > M_1$; M_1, M_2, ℓ_b UTILIZAR AMBAS FORMULAS: (8-1a) Y (8-1b)
B	MOMENTO MAXIMO EN UNO DE LOS EXTREMOS; NO HAY CARGA TRANSVERSAL, DESPLAZAMIENTO NO PERMITIDO EN LOS EXTREMOS.	M_2/s	$0.6 \pm 0.4 \frac{M_1}{M_2}$ PERO NO MENOR DE 0.4	$M_2 > M_1$; M_1, M_2, ℓ_b UTILIZAR AMBAS FORMULAS: (8-1a) Y (8-1b)
C	HAY CARGA TRANSVERSAL; DESPLAZAMIENTO NO PERMITIDO EN LOS EXTREMOS	M_3/s PARA LA FORMULA (8-1a) Y M_2/s PARA LA FORMULA (8-1b)	$1 + \psi \frac{f_a}{F'_e}$	M_1, M_2, M_3, ℓ_b UTILIZAR AMBAS FORMULAS: (8-1a) Y (8-1b)

La Categoría A abarca las columnas de pórticos sometidos a desplazamientos laterales, tales como los pórticos que dependen exclusivamente de la rigidez a flexión de sus diversos miembros para mantener la estabilidad lateral del conjunto. La longitud efectiva que se utiliza para determinar los valores de F_a y F'_e en estas columnas, tal como se discute más adelante en el Capítulo C-10, nunca es menor que la longitud real no arriostrada en el plano de la flexión y puede ser mayor que ésta. Se hace notar que para calcular los momentos se emplea la longitud real. Para la Categoría A el valor de α_m puede tomarse como:

$$\alpha_m = 1 - 0.18\ (f_a/F'_e)$$

Sin embargo, en el caso de la combinación de tensiones de compresión y de flexión más afectada por el factor de amplificación, el término $0.18 \times (f_a/F'_e)$ puede sustituirse por el valor 0.15. Por lo tanto aquí se recomienda un valor constante de 0.85 para el coeficiente α_m.

La Categoría B se refiere a columnas no sometidas a carga transversal pertenecientes a pórticos donde se evita el desplazamiento lateral. La longitud efectiva que se utiliza para determinar los valores de F_a y F'_e en estas columnas, nunca es mayor que la longitud real no arriostrada y puede ser algo menor que ésta. Nuevamente se advierte que los momentos se calculan con la longitud real.

La mayor excentricidad para esta Categoría, y por lo tanto el mayor efecto de amplificación, ocurre cuando los momentos M_1 y M_2 son iguales numéricamente y de signo opuesto, produciendo una curvatura simple en el miembro. La excentricidad es mínima si dichos momentos son iguales en magnitud y signo, ya que en ese caso la curvatura que se produce es doble.

Para evaluar apropiadamente la relación entre momento extremo y momento amplificado, se ha sugerido utilizar el concepto de un momento equivalente M_e en lugar de referirse al momento extremo menor. Se puede definir a M_e como el valor de los momentos extremos iguales y de

signos opuestos, que causaría la falla bajo la misma carga axial a que fallaría cuando actuasen en sus extremos los momentos reales no iguales entre sí.

De acuerdo al Artículo 6.6 de la Ref. 8.1, la relación M_e/M_2 puede escribirse en función de $\pm M_1/M_2$ como:

$$\frac{M_e}{M_2} = \alpha_m = \sqrt{0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 - 0.4\left(\pm\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3}$$

En la Ref. 8.2 se ha determinado que la siguiente formulación más simple:

$$\alpha_m = 0.6 - 0.4\left(\pm\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4$$

proporciona una buena aproximación a la expresión anterior. Cuando la relación M_1/M_2 es mayor de 0.5, la tensión combinada de fuerza axial y flexión usualmente está limitada por un estado de cedencia general y no por la estabilidad, en cuyo caso la Fórmula (8-1b) controlaría el diseño. En consecuencia, las secciones de columnas seleccionadas tentativamente deben verificarse aplicando tanto la Fórmula (8-1a) como la (8-1b).

La Categoría C se ejemplifica con el cordón a compresión de una celosía sometido a cargas transversales entre sus nodos. Para este caso el valor de α_m se puede calcular utilizando la expresión:

$$\alpha_m = 1 + \psi\,(f_a/F'_e)$$

en donde:

$\psi = \dfrac{\pi^2\,\delta_o\,E\,I}{M_o\,L^2} - 1$, algunos de cuyos valores se dan en la Tabla C-8.2 para diversas condiciones de carga y apoyo;

δ_o = la flecha máxima ocasionada por la carga transversal únicamente;

TABLA C-8.2. FACTORES DE REDUCCION α_m PARA DIVERSAS CONDICIONES DE CARGAS Y APOYOS

CASO	ψ	α_m
	0.0	1.0
	−0.3	$1 - 0.3 \frac{f_a}{F_e'}$
	−0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F_e'}$
$\ell/2$ $\ell/2$	−0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F_e'}$
$\ell/2$ $\ell/2$	−0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F_e'}$
$\ell/2$ $\ell/2$	−0.6	$1 - 0.6 \frac{f_a}{F_e'}$

M_o = el momento máximo entre los apoyos debido a la carga transversal únicamente.

Se hace notar que el valor de F_a es controlado por la máxima relación de esbeltez, sin tomar en consideración a cuál plano de flexión corresponde ésta. En cambio, la tensión F'_e se determina siempre para la relación de esbeltez correspondiente al plano donde se produce la flexión. Por lo tanto, cuando solamente hay flexión respecto al eje de mayor momento de inercia, pueden requerirse dos relaciones de esbeltez diferentes al resolver un problema determinado.

C-8.2 FLEXOTRACCIÓN

Al contrario de lo que sucede en los miembros comprimidos, una tracción axial tiende a disminuir las tensiones por flexión en las secciones situadas entre apoyos laterales. Este efecto se debe a que el momento secundario, igual al producto de la flecha multiplicada por la tracción axial, es de sentido opuesto al momento aplicado, en lugar de ser del mismo sentido y aditivo como ocurre en las columnas o miembros comprimidos.

C-8.3 FUERZA CORTANTE Y TRACCIÓN

En los ensayos descritos en la Ref. 8.3 se demuestra que la resistencia de los remaches sometidos a la acción combinada de fuerzas cortantes y tracciones resultantes de fuerzas aplicadas externamente, además de las internas producidas por la contracción, puede definirse con buena aproximación por medio de una elipse o con tres rectas, como se muestra en Figura C-8.1.

La representación mediante tres líneas rectas es de aplicación más simple en la mayoría de los casos, ya que entonces no se requiere la modificación de la tensión recomendada, sea fuerza cortante o tracción, cuando éstas actúan simultáneamente con elevadas tracciones o fuerzas cortantes respectivamente. Por lo tanto, esta representación es la única que se especifica en el Artículo 8.3 de las Normas ya que es difícil justificar la inclusión de más de un método. Sin embargo, las soluciones basadas

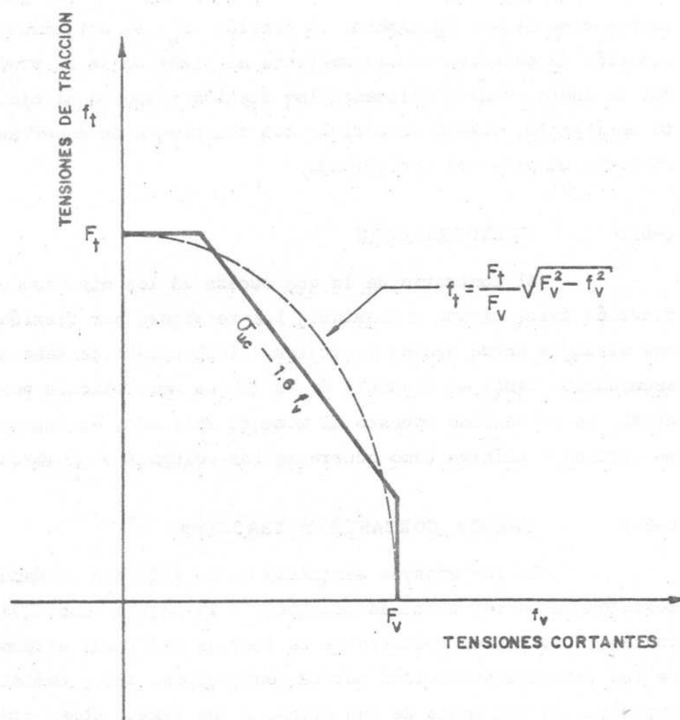


FIGURA C-8.1. RESISTENCIA DE LOS REMACHES A LA ACCION COMBINADA DE FUERZAS CORTANTES Y TRACCIONES

en el uso de la elipse son igualmente válidas y deben permitirse. En todo caso, cualquier diferencia en el número de conectores requeridos por los dos métodos es pequeña.

Se han deducido fórmulas de interacción similares para los otros tipos autorizados de conectores, partiendo de elipses construidas con sus semi-ejes mayor y menor de longitudes iguales respectivamente a las tensiones de tracción y cortante dadas en el Artículo 7.2.

REFERENCIAS

8.1 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor)."Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a. ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966, 217 págs.

8.2 - Austin, W. J. "Strength and Design of Metal Beam-Columns". Journal of the Structural Division, ST-4, ASCE, Abril 1961, págs. 1-32.

8.3 - Higgins, T.R. y Munse, W.H. "How Much Combined Stress Can a Rivet Take?". Engineering News Record, Vol. 23, Dic. 4, 1962.

CAPITULO C-9 MIEMBROS Y CONEXIONES SOMETIDOS A VARIACIONES REPETIDAS DE TENSIONES (FATIGA)

Este Capítulo corresponde enteramente a la Sección 1.7 de las Normas AISC 1975.

En vista de que la mayoría de los miembros en las estructuras para edificios no necesitan diseñarse por fatiga, los requisitos pertinentes se han ubicado en el Apéndice B de estas Normas.

En donde la fatiga constituye un criterio de diseño, su peligrosidad depende principalmente del número de aplicaciones de carga y de la magnitud del recorrido de tensiones. La gravedad del problema aumenta, en un grado que depende de cada caso particular, cuando existen detalles de diseño o construcción que producen concentración de tensiones. En consecuencia, cuando la fatiga merece considerarse se deben satisfacer todos los requisitos aplicables del Apéndice B.

Los miembros o conexiones sometidos a menos de 20000 ciclos de carga no implicarán condiciones de fatiga, excepto en el caso de cargas repetidas que involucren grandes variaciones de tensiones. Para tales condiciones, el recorrido admisible de tensiones puede tomarse conservadoramente como 1.5 veces el valor aplicable dado en la Tabla B3 para la Condición de Carga 1.

Cuando los detalles de fabricación impliquen la ocurrencia de más de una categoría de tensiones en una misma zona de un miembro, el recorrido de tensiones en ese lugar tiene que limitarse al que corresponde a la categoría más restrictiva. Ubicando los detalles de fabricación que producen hendiduras en las zonas sometidas a un bajo recorrido de tensiones, frecuentemente se elimina la necesidad de utilizar miembros más grandes que los requeridos por cargas estáticas.

El uso de un recorrido de tensiones constante, el cual puede leerse directamente en una tabla para una categoría y una condición de carga particulares, tal como se presenta en estas Normas, simplifica mucho los

diseños que consideran la fatiga en comparación con los referidos a las tensiones admisibles máxima o mínima, obtenidas de fórmulas de resistencia a la fatiga dependientes de una relación de tensiones.

La razón para utilizar el criterio de diseño anterior resulta evidente al presentar los requisitos del Apéndice B en la forma de diagramas de Goodman modificados, los cuales se utilizan frecuentemente como ayudas de diseño en lugar de las fórmulas mencionadas, véanse las Referencias 9.1, 9.2 y 9.3. En la Figura C-9.1 se observa un diagrama de este tipo que representa gráficamente los requisitos para un detalle de la Categoría D en acero A36. Utilizando la tensión máxima y la relación de tensiones como los parámetros que controlan, se hace notar que los puntos A y B definen tensiones críticas máximas substancialmente diferentes, con relaciones de tensiones que sólo difieren ligeramente. Sin embargo, dibujando la recta CD paralela a la recta límite a 45° que representa la carga estática, es decir $R = 1$, el recorrido de tensiones admisibles es el mismo para los puntos A' y B o para cualquier otro punto entre C y D. Si la pendiente de la línea CD difiriese en algo de los 45°, tal como lo ilustra la línea EF y como lo indicaban frecuentemente evaluaciones anteriores de resultados de ensayos a fatiga, sólo habrían pequeñas modificaciones en el recorrido de tensiones.

Para la Condición de Carga 3, sin tomar en cuenta el valor de la máxima tensión, el recorrido admisible para las tensiones fluctuantes de tracción se puede leer en la escala de las tensiones máximas y está representado por la distancia OC. Este es el valor de F_{rf} dado en la Tabla B3, el cual también puede leerse sobre la escala de la recta límite correspondiente a $R = -1$, trazada de tal forma que

$$\frac{\text{Escala del recorrido de tensiones}}{\text{Escala de las tensiones máximas}} = \frac{1}{\sqrt{2}}$$

Para establecer los valores del recorrido de tensiones dados en la Tabla B3 se revisaron los resultados de ensayos de fatiga ya

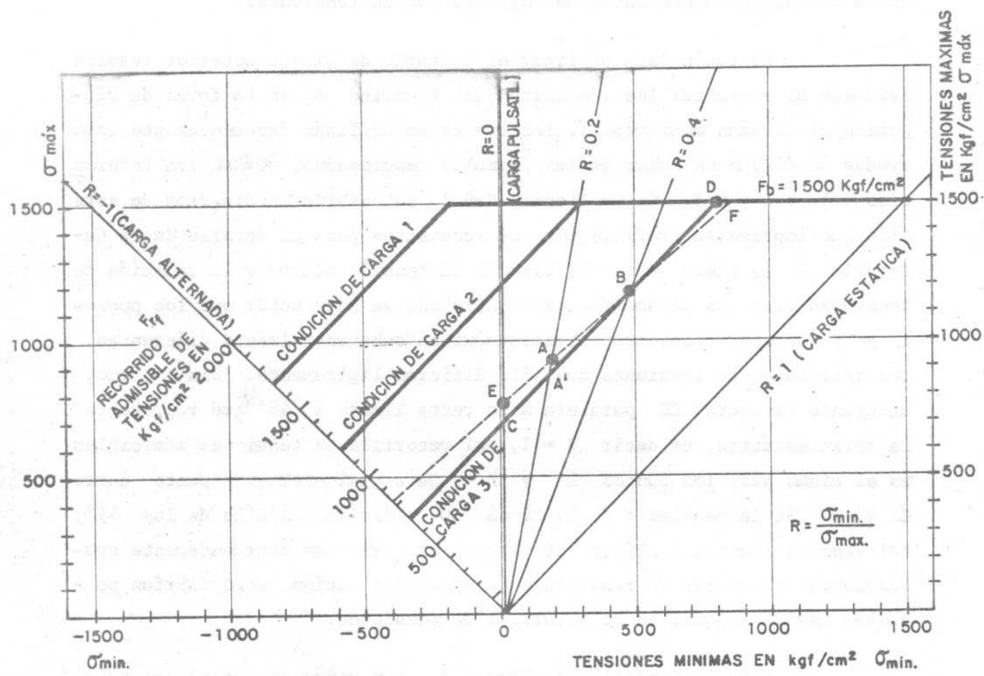


FIGURA C-9.1. DIAGRAMA DE GOODMAN MODIFICADO CORRESPONDIENTE A LA CATEGORIA DE TENSIONES D EN ACERO A36

publicados y los obtenidos en investigaciones en progreso. Al adoptar como base para los diseños que involucran la fatiga un recorrido de tensiones constante con el propósito de lograr un procedimiento de diseño más simple, se advirtió que no se tomaría en cuenta una serie de características conocidas de los resultados sobre resistencia a la fatiga. Por ejemplo, exceptuándose el acero A514 sometido a la Categoría A de tensiones, los requisitos no reconocen ningún incremento en la resistencia a la fatiga para los aceros de mayor tensión cedente que el A36. Para una Categoría en particular, el incremento de esta resistencia varía para los diversos aceros en función del número de ciclos de repetición de cargas. En consecuencia, los requisitos no proveen un factor de seguridad uniforme para los aceros de resistencia diferente. Sin embargo, las desviaciones respecto a un factor de seguridad uniforme están del lado conservador. Las comparaciones de los requisitos sobre fatiga de estas Normas con los resultados experimentales disponibles, indican que los factores de seguridad inherentes son comparables con los correspondientes a los especificados para tensiones estáticas.

Aunque se pueden lograr mayores resistencias a la fatiga que las indicadas en los requisitos del Apéndice B mediante tratamientos especiales, que se utilizan con frecuencia en el caso de los productos manufacturados, su aplicación al acero estructural ya fabricado no suele ser económica. Una excepción lo constituye el esmerilado a ras de los empalmes soldados con soldaduras de ranura de penetración completa, los cuales tienen que ubicarse donde la solución alternativa para obtener el recorrido de tensiones más elevado permitido, conduciría a un incremento substancial en el tamaño requerido del miembro.

REFERENCIAS

9.1 - McGuire, W. "Steel Structures". Prentice-Hall, 1968, 1112 págs.

9.2 - Tall, L. (Editor). "Structural Steel Design". 2a. Edición, The Ronald Press, 1974, 875 págs.

9.3 - Broekenbrough, R.L. y Johnston, B.G. "USS Steel Design Manual" United States Steel Corp., Pittsburgh, 1974, 260 págs.

CAPITULO C-10 ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ

Este Capítulo 10 corresponde enteramente a la Sección 1.8 de las Normas AISC 1975.

En la literatura técnica se ha prestado considerable atención al concepto de longitud "efectiva" de columnas, en contraste con la longitud real no arriostrada, como un factor básico para la estimación de su resistencia. El tema se trata con cierta extensión en la Sección 2.8 de la Ref. 10.1.

En la resistencia de las columnas sometidas a carga axial deben considerarse dos condiciones de efecto opuesto. Si se aplica suficiente carga axial a las columnas de un pórtico que depende exclusivamente de su propia rigidez a flexión para la estabilidad contra desplazamientos laterales, es decir, cuyos movimientos laterales no están impedidos, tal como se ilustra en la Figura C-10.1, la longitud "efectiva" de estas columnas será mayor que su longitud real. Por el contrario, si dicho pórtico se arriostrase de tal forma que quede impedido el movimiento lateral de los extremos superiores de las columnas respecto a sus bases, o sea su traslación o desplazamiento lateral, la longitud efectiva sería menor que la longitud real, debido a la restricción u oposición al giro de la junta proporcionada por el miembro horizontal. Para estas dos condiciones el factor k , es decir, el cociente de la longitud efectiva de la columna entre su longitud real no arriostrada, puede ser respectivamente mayor o menor de 1.0.

En la Tabla C-10.1 se dan los valores teóricos de k para seis condiciones idealizadas en las cuales el giro y la traslación de las juntas están permitidos sin ninguna restricción o están completamente impedidos. En esta Tabla también se sugieren los valores para el diseño recomendados por el Column Research Council (Consejo de Investigaciones sobre Columnas) para los casos en que las condiciones existentes en el problema real se aproximan a las idealizadas. En general, los valores sugeridos son ligeramente mayores que los teóricos equivalentes, ya que rara

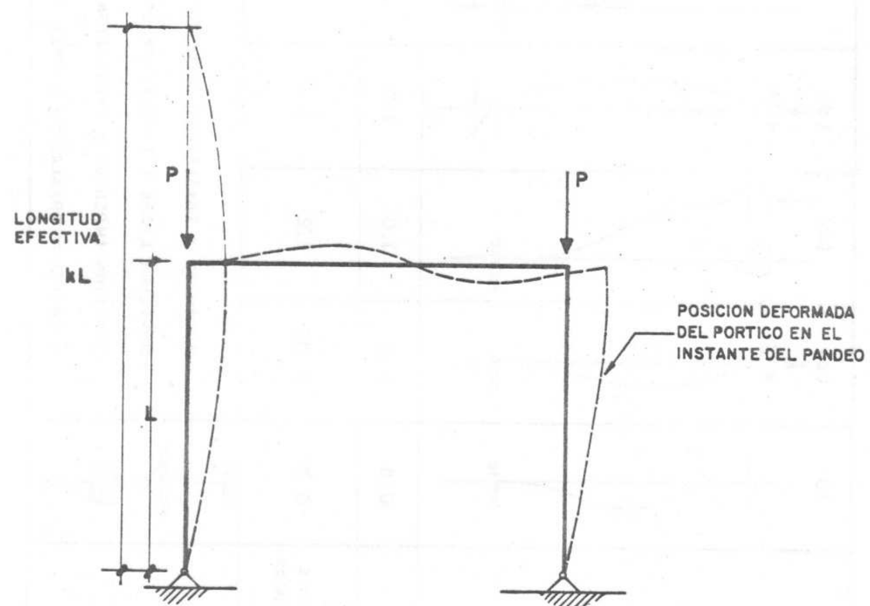


FIGURA C-10.1. LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA EN UN PORTICO CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMITIDOS

TABLA C-10.1. VALORES DEL FACTOR k PARA CASOS IDEALES DE RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y APROXIMACIONES RECOMENDADAS

LA FORMA DE LA COLUMNA PANDEADA SE MUESTRA CON LA LINEA DE TRAZOS.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
VALOR TEORICO DE k	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
VALORES RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO CUANDO LAS RESTRICCIONES REALES SE APROXIMAN A LAS IDEALES	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

SIMBOLOS PARA LAS RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS:

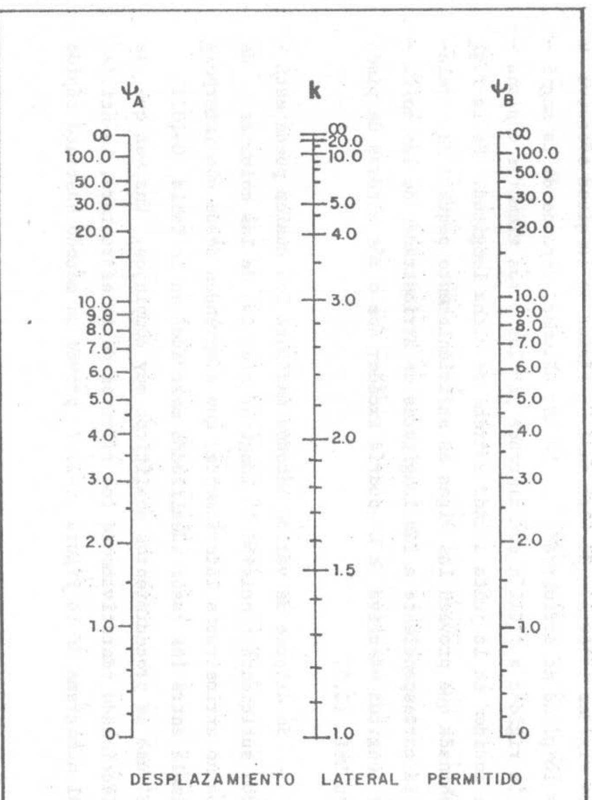
- ROTACION Y TRASLACION IMPEDIDAS
- ROTACION LIBRE Y TRASLACION IMPEDIDA
- ROTACION IMPEDIDA Y TRASLACION LIBRE
- ROTACION Y TRASLACION LIBRES

vez se obtienen juntas completamente fijas.

Si el extremo inferior de la columna del caso f en la Tabla C.10.1 estuviese verdaderamente articulado, el factor k excedería realmente de 2.0 en un pórtico como el ilustrado en la Figura C-10.1, ya que la flexibilidad del miembro horizontal haría que las rotaciones en el extremo superior de la columna no estuviesen completamente impedidas. Por otra parte, en la Ref. 10.2 se ha demostrado que la influencia restrictiva de las fundaciones, aún cuando se diseñen para carga vertical solamente, puede ser muy importante en detalles de bases de columnas con extremos planos y anclajes usuales. Para esta condición, en el caso f un valor de diseño de 1.5 para k sería generalmente conservador.

A pesar de que la existencia de paredes de mampostería provee usualmente suficiente rigidez lateral para evitar los desplazamientos laterales de los pórticos en edificaciones, el uso de tabiquerías livianas y de separaciones amplias entre columnas en edificios altos que no dispongan de un sistema efectivo de arriostramientos en diagonal, puede crear una situación donde solamente la rigidez a flexión del pórtico mismo provea esta rigidez lateral. En este caso el factor de longitud efectiva k para la longitud no arriostrada L de una columna, depende de la magnitud de la rigidez a flexión suministrada por los otros miembros coplanares que inciden en la junta a cada extremo de dicha longitud. Si la rigidez combinada que proveen las vigas es suficientemente pequeña en relación a la correspondiente a las longitudes no arriostradas de las columnas, la longitud efectiva k L podría exceder dos o más alturas de piso; véase la Ref. 10.3.

Se dispone de varios métodos mediante los cuales puede estimarse con suficiente precisión la longitud efectiva de las columnas de pórticos no arriostrados lateralmente, que comprenden desde una interpolación simple entre los casos idealizados mostrados en la Tabla C-10.1, hasta el uso de procedimientos analíticos muy complejos. Una vez que se han seleccionado tentativamente los miembros de la estructura, la utilización del nomograma de la Figura C-10.2 provee un método bastante rápido



Los subíndices A y B se refieren a las juntas en los extremos de la columna que se considera, y ψ se define como:

$$\psi = \sum \frac{I_c}{L_c} / \sum \frac{I_b}{L_b}$$

donde la sumatoria comprende todos los miembros conectados rígidamente a cada junta y ubicados en el plano donde se considera el pandeo de la columna. I_c es el momento de inercia y L_c la longitud no arriostrada de una columna; I_b es el momento de inercia y L_b la longitud no arriostrada de una viga u otro miembro que genere una restricción. I_c e I_b se toman alrededor de ejes perpendiculares al plano donde se considera el pandeo. Para extremos de columnas apoyados pero no conectados rígidamente a una fundación, ψ es infinita teóricamente, pero puede tomarse como 10 para diseños prácticos, a menos que el apoyo se diseñe como una articulación verdaderamente libre de fricción. Si el extremo de la columna está rígidamente conectado a una fundación diseñada adecuadamente, ψ puede tomarse como 1.0. Se pueden utilizar valores más pequeños si se justifican mediante un análisis apropiado.

FIGURA C-10.2. NOMOGRAMA PARA EL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS EN PORTICOS CONTINUOS

para determinar los valores adecuados de k.

En un pórtico rígido no arriostrado y de varios pisos, sometido a la acción combinada de cargas gravitacionales y viento o sismo, los desplazamientos laterales comienzan al iniciarse la acción de las cargas. Para un valor dado de las cargas aplicadas el desplazamiento lateral Δ del pórtico tiene una magnitud determinada, generándose en cada piso momentos flectores secundarios adicionales, conocidos como los "momentos $P\,\Delta$", en donde P es la carga gravitacional total por encima del piso en consideración. A medida que se incrementan las cargas aplicadas los momentos $P\,\Delta$ también aumentan, por lo que el efecto que debe ser tomado en cuenta en el diseño de las columnas de los pórticos es el efecto $P\,\Delta$. El incluir en la Fórmula (8-1a) factores de longitud efectiva mayores a la unidad y un valor de 0.85 para α_m tiene como propósito tomar en cuenta este efecto conservadoramente.

Investigaciones recientes en la Universidad de Lehigh sobre la capacidad de soportar cargas de los pórticos rígidos planos rectangulares y regulares, han demostrado que no es necesario considerar el efecto $P\,\Delta$ en una cierta clase de pórticos continuos suficientemente rígidos, Ref. 10.4. Los pórticos incluídos en este estudio tenían entre 10 y 40 pisos de alto y las relaciones de esbeltez de las columnas en el plano del pórtico variaban entre 18 y 42. La carga variable, incluida la tabiquería, estaba comprendida entre 200 y 500 kgf/m^2 y la carga permanente entre 250 y 370 kgf/m^2. Como carga accidental de viento se utilizó en todos los cálculos una presión uniforme de 100 kgf/m^2. Los resultados demuestran que puede garantizarse una estabilidad y resistencia adecuadas ante la acción combinada de cargas gravitacionales y laterales, cuando esos pórticos rígidos se diseñan para cumplir los criterios siguientes:

1. Todas sus columnas se dimensionan de acuerdo al Artículo 8.1, excepto que:
   (a) El factor de longitud efectiva k se toma como la unidad en los cálculos de F_a y F'_e .

(b) El coeficiente α_m se calcula como si los pórticos estuviesen arriostrados.

2. La máxima relación f_a/F_a correspondiente a la carga axial de las columnas no excede de 0.75; véase la Ref. 10.4.

3. La máxima relación de esbeltez L/r_x de las columnas en el plano del pórtico no excede de 35; véase la Ref. 10.4.

4. El índice de desplazamiento lateral del pórtico sometido a cargas de servicio, calculado sin tomar en cuenta la rigidez de tabiques u otros elementos no estructurales, no excede de 0.004; este índice se define como el desplazamiento lateral del último piso dividido entre la altura total del pórtico.

La característica fundamental de estas recomendaciones es que el criterio número 4 representa un nivel mínimo de rigidez para la estabilidad de pórticos ante la acción de cargas combinadas. Esta recomendación no pretende sugerir límites al desplazamiento lateral en condiciones de servicio. Los pórticos con menos de 10 pisos estuvieron fuera del alcance de los estudios realizados en la Universidad de Lehigh. Se dispone de otras referencias, tales como las Refs. 10.5, 10.6, 10.7 y 10.8, en las que se presentan métodos para el estudio de pórticos rígidos de varios pisos sometidos a cargas combinadas, como alternativas al empleo de los factores de longitud efectiva.

La estabilidad de pórticos ante cargas gravitacionales exclusivamente es un tema de investigación actual. El trabajo de la Ref. 10.9 sugiere que, cuando el diseño de vigas y columnas en un piso es controlado por la combinación de cargas gravitacionales y laterales, puede esperarse que una rigidez adecuada para la estabilidad del pórtico rígido

ante dichas cargas combinadas, tal como se describe en el criterio 4 anterior, provee una estabilidad apropiada al pórtico bajo cargas gravitacionales solamente. Mientras están pendientes los resultados de estos estudios, se siguen recomendando los factores de longitud efectiva mayores a la unidad y los coeficientes α_m iguales a 0.85 para las columnas de los pisos superiores, donde solamente la carga gravitacional gobierna el diseño de las columnas de los pórticos rígidos.

Cuando se depende de las losas de piso o techo, ancladas a muros estructurales o a sistemas de arriostramiento colocados en planos verticales, para proveer apoyo lateral a las columnas individuales de los pórticos para edificaciones, debe darse la debida consideración a su rigidez cuando funcionan como un diafragma horizontal; véase la Ref. 10.10.

Aunque la traslación de las juntas en el plano de una celosía está impedida y, debido a la restricción en los extremos, la longitud efectiva de los miembros comprimidos podría en consecuencia suponerse menor que la distancia entre los puntos de apoyo, es una práctica usual tomar el factor k igual a 1.0, ya que si todos los miembros de la celosía alcanzasen su capacidad última de carga simultáneamente, las restricciones en los extremos de los miembros comprimidos desaparecerían o, al menos, se reducirían considerablemente.

Las limitaciones de esbeltez recomendadas para los miembros traccionados no son esenciales para su integridad estructural, sino que solamente proveen un grado de rigidez suficiente para evitar movimientos laterales indeseables, tales como vibraciones o golpeteos, por lo que estas limitaciones no son obligatorias.

REFERENCIAS

10.1 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a. ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966, 217 págs.

10.2 - Galambos, T.V. "Influence of Partial Base Fixity on Frame Stability". Transactions, Vol. 126, Part II, Paper Nº 3256, ASCE, 1961, págs. 929 - 969.

10.3 - Bleich, F. "Buckling Strength of Metal Structures". Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1952, 508 págs. Véase págs. 260-265.

10.4 - Okten, O.S.; Morino, S.; Daniels, J.H. y Lu, L.W. "Effective Column Length and Frame Stability". Fritz Engineering Laboratory Report Nº 375.2, Lehigh University, Pennsylvania, Noviembre 1973.

10.5 - Springfield, J. y Adams, P.F. "Aspects of Column Design in Tall Steel Buildings". Journal of the Structural Division, Vol. 98, Nº ST5, ASCE, Mayo 1972, págs. 1069 - 1083.

10.6 - Yura, J.A. "The Effective Length of Columns in Unbraced Frames". Engineering Journal, Vol. 8, Nº 2, AISC, Abril 1971, págs. 37 - 42.

10.7 - Liapunov, S. "Ultimate Strength of Multistory Steel Rigid Frames". Journal of the Structural Division, Vol. 100, Nº ST-8, ASCE, Agosto 1974, págs. 1643 - 1655.

10.8 - Daniels, J.H. y Lu, L.W. "Plastic Subassemblage Analysis for Unbraced Frames". Journal of the Structural Division, Vol. 98, Nº ST-8, ASCE, Agosto 1972, págs. 1769 - 1788.

10.9 - McNamee, B.H. "The General Behavior and Strength of Unbraced Multi-Story Frames Under Gravity Loading". Ph.D. Dissertation, Lehigh University, Pennsylvania, 1967.

10.10 - Winter, G. "Lateral Bracing of Columns and Beams". Transactions, Vol. 125, Part I, Paper Nº 3044, ASCE, 1960, págs. 807 - 845.

CAPITULO C-11 RELACIONES ANCHO/ESPESOR

Este Capítulo corresponde completamente a la Sección 1.9 de las Normas AISC 1975. En la Tabla C-11.1 se explican los requisitos establecidos con la ayuda de figuras adecuadas.

Cuando la relación ancho/espesor de los elementos comprimidos de un miembro no supera el límite aplicable especificado en los Artículos 11.1.2 ó 11.2.2, no es necesaria ninguna reducción en la tensión admisible para evitar el pandeo local. El diseño de miembros que incluyan elementos comprimidos que tienen una relación ancho/espesor algo superior a estos límites, es generalmente conservador si el área provista por el ancho en exceso es ignorada en los cálculos. En el caso de elementos no rigidizados, la simplificación anterior plantea un problema en referencia a la excentricidad existente entre los baricentros de las áreas de la sección transversal real y la correspondiente al máximo ancho admisible, ya que no contempla ningún ajuste para calcular un módulo de sección "efectivo" y esto puede llevar a diseños no conservadores. Para la situación poco frecuente donde están involucradas relaciones ancho/espesor substancialmente mayores que los límites dados en el Capítulo 11, los requisitos del Apéndice C conforman un mejor procedimiento de diseño.

Las Fórmulas (C2-1) a (C2-6) se fundamentan en la expresión para la tensión crítica de pandeo de una plancha que tiene uno o ambos bordes paralelos a una fuerza de compresión en su plano soportados contra desplazamientos laterales, y con restricción torsional o sin ella a lo largo de estos bordes, véase la Sección 3.3 de la Ref. 11.1. Para este caso:

$$\bar{f}_c = k_p \left[\frac{\pi^2 E \sqrt{\eta}}{12\ (1-\nu^2)(b/t)^2} \right]$$

en donde η es la relación entre el módulo tangente respecto al módulo elástico, E_t/E, y ν es el coeficiente de Poisson. El valor ideal de 0.425 para k_p supone solamente un apoyo lateral en forma de cuchilla a

TABLA C-11.1. RELACIONES ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS

NO RIGIDIZADOS		RIGIDIZADOS	
b, t	$\frac{b}{t} \le \frac{640}{\sqrt{F_Y}}$	b, t	$\frac{b}{t} \le \frac{2\,000}{\sqrt{F_Y}}$
b, t	$\frac{b}{t} \le \frac{800}{\sqrt{F_Y}}$	b, t	$\frac{b}{t} \le \frac{2\,660}{\sqrt{F_Y}}$
b, t	$\frac{b}{t} \le \frac{1060}{\sqrt{F_Y}}$	b, t	$\frac{b}{t} \le \frac{2\,120}{\sqrt{F_Y}}$

lo largo de uno de los bordes del elemento no rigidizado, en el plano medio del elemento que lo provee. Se justifica un cierto incremento en este valor de k_p debido a la restricción torsional proporcionada por el elemento soportante y a la diferencia entre el ancho b definido en la Sección 11.1.1 y el ancho teórico.

Con la idea de simplificar, se utiliza una fórmula lineal que substituye a la expresión teórica cuando el valor de $\sqrt{\eta}$ es menor de la unidad. En la comparación señalada en la Figura C-11.1 puede juzgarse la bondad de esta substitución.

La Fórmula (C2-5) supone una disminución en el grado de restricción torsional característico de las secciones Tes obtenidas mediante el corte de perfiles laminados, la cual puede esperarse en Tes con proporciones bastante diferentes formadas soldando dos planchas entre sí.

En la Ref. 11.2 se ha demostrado que los miembros con un solo eje de simetría cuyas secciones transversales consisten de elementos que tienen relaciones ancho/espesor elevadas, pueden fallar por torsión ante una carga axial menor que la asociada a una falla general propia de columna. Generalmente éste no es el caso que se presenta en los perfiles laminados en caliente. Para protegerse contra este tipo de falla, particularmente cuando se fabrican miembros mediante planchas de espesores relativamente pequeños, la Tabla C1 establece un límite superior para las proporciones admisibles de Canales y Tes.

Los elementos comprimidos rigidizados, que tienen ambos bordes paralelos a la carga aplicada restringidos contra el pandeo local, pueden resistir una carga que produce una tensión promedio $\bar{f}_c$ mayor que la dada por la expresión anterior para la tensión crítica de pandeo de planchas. Esto es cierto aún cuando se tome un valor de 4.00 para k_p, aplicable al caso donde ambos bordes están simplemente apoyados, o un valor comprendido entre 4.00 y 6.97 cuando hay también alguna restricción torsional en esos bordes.

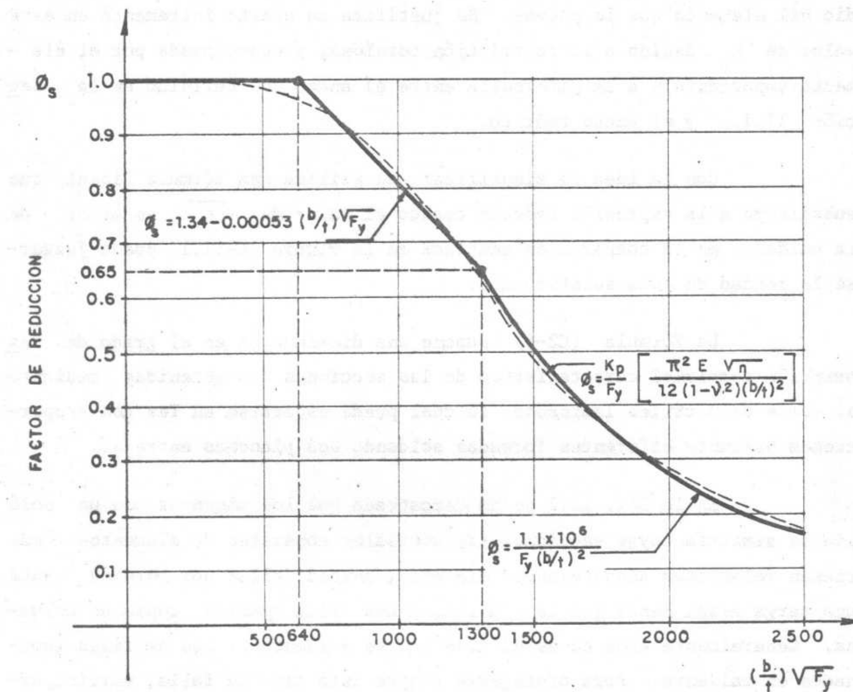


FIGURA C-11.1. FACTOR DE REDUCCION DE TENSIONES NORMALES DE COMPRESION EN PERFILES ANGULARES SENCILLOS NO RIGIDIZADOS

En la Ref. 11.3 se propuso por primera vez una estimación mejor de la resistencia a compresión de los elementos rigidizados basándose en el concepto de "ancho efectivo", la cual fue modificada posteriormente para proveer una transición entre los elementos muy esbeltos y los más robustos, habiendo mostrado los ensayos que estos últimos son completamente efectivos; véase la Ref. 11.4. De acuerdo a esta modificación, la relación del ancho efectivo respecto al ancho real se incrementa a medida que decrece la magnitud de la tensión de compresión aplicada a un elemento rigidizado de un miembro, expresándose de la siguiente manera:

$$\frac{b_e}{t} = 1.9\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{\alpha}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right]$$

donde f es la magnitud de la tensión uniformemente distribuida a la cual estaría sometido el elemento de acuerdo al diseño del miembro, y α es una constante arbitraria basada en la experiencia y respaldada por resultados de ensayos.

Evidentemente, es innecesariamente conservador mantener el ancho efectivo de elementos rigidizados con valores que no excedan los dados por los límites previstos en la Sección 11.2.2, cuando la máxima tensión de diseño uniformemente distribuida es substancialmente menor de $0.60\ F_y$, o cuando la relación b/t excede considerablemente al límite dado en esa Sección.

Para el caso de secciones en cajón cuadradas o rectangulares, cuyos lados en la configuración pandeada proporcionan unos a otros una restricción torsional despreciable a lo largo de sus bordes en las esquinas, el valor de α considerado en la Fórmula (C3-1) es más elevado que para el otro caso, lo que permite una evaluación algo más conservadora del ancho efectivo. En los casos donde hay una apreciable restricción torsional, como por ejemplo en el alma de una columna de sección I, se disminuye ligeramente el valor de α implícito en la Fórmula (C3-2).

En estos casos no se requiere ninguna reducción del ancho real cuando la relación ancho/espesor no excede de $2120/\sqrt{F_y}$, y el ancho efectivo puede tomarse igual a $2120\ t/\sqrt{F_y}$ para anchos mayores. Sin embargo, si la relación ancho/espesor es substancialmente mayor de $2120/\sqrt{F_y}$ puede obtenerse un ancho efectivo más grande utilizando la Fórmula (C3-2).

En el cálculo del módulo de sección de un miembro sometido a flexión, el área de los elementos rigidizados paralelos al eje de flexión y sometidos a tensiones de compresión debe referirse al ancho efectivo y no al ancho real. Al calcular el área efectiva de un miembro sometido a carga axial debe utilizarse el área efectiva de todos los elementos rigidizados y no el área real. Sin embargo, para determinar la tensión normal admisible se puede utilizar el radio de giro de la sección transversal real conjuntamente con el factor de forma ϕ_a. Si la sección transversal posee un elemento no rigidizado, la tensión normal admisible debe modificarse mediante el factor de reducción ϕ_s.

REFERENCIAS

11.1 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a. ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966, 217 págs.

11.2 - Chajes, A. y Winter, G. "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Members". Journal of the Structural Division, Vol. 91, Nº ST4, ASCE, Agosto 1965, págs. 103 - 124.

11.3 - von Karman, T.; Sechler, E.E. y Donnell, L.H. "The Strength of Thin Plates in Compression". Transactions, Vol. 54, APM-54-5, ASME, 1932. Véase pág. 53.

11.4 - Winter, G. "Strength of Thin Steel Compression Flanges". Transactions, Vol. 112, Paper Nº 2305, ASCE, 1947, págs. 527 - 576.

CAPITULO C-12 VIGAS ARMADAS Y VIGAS LAMINADAS

Este Capítulo 12 corresponde enteramente a la Sección 1.10 de las Normas AISC 1975, habiéndose incorporado en su comienzo la definición de "viga armada" de acuerdo a la Ref. 12.1. Además, para estas vigas se introduce en nuestro medio el calificativo de "armadas" en vez del correcto de "palastro", actualmente en desuso y que fue utilizado antes de 1955 en las Normas del Ministerio de Obras Públicas, Ref. 12.2, descartándose el de "viga de alma llena", muy empleado pero con significado confuso e impreciso. Este tipo de vigas se considera como un caso particular especialmente importante de los miembros compuestos.

C-12.1 DIMENSIONES

En este Artículo se requiere que los miembros sometidos a flexión se dimensionen para resistir las tensiones flectoras en base al momento de inercia del área total de su sección transversal, estipulándose que deberá deducirse el área de los agujeros en las alas en exceso del 15 % del área total del ala. Este requisito se aplica también al diseño de vigas híbridas, cuyas alas son de un acero de mayor resistencia que el del alma. Lo mismo que en el caso de los miembros a flexión que tienen un acero de igual calidad en toda su sección transversal, la resistencia a flexión de las vigas híbridas se obtiene multiplicando el módulo de sección de la sección transversal total por la tensión admisible a flexión. Consecuentemente, la tensión en el alma en su unión con las alas puede llegar a exceder la tensión cedente del material del alma, pero con deformaciones unitarias controladas por el estado elástico de tensiones en las alas más resistentes. Numerosos ensayos, resumidos en la Ref. 12.3, han demostrado que con sólo hacer ajustes menores en la tensión admisible básica a flexión dados por la Fórmula (12-5), la resistencia a flexión de un miembro híbrido es predecible con el mismo grado de exactitud que la de uno homogéneo.

C-12.2 ALMAS

En este Artículo se establece un límite a la relación altura/espesor del alma que tiene por objeto evitar el pandeo vertical del ala comprimida, aplastando el alma antes de que la flexión produzca la tensión cedente en el ala. Este límite puede incrementarse cuando se colocan rigidizadores transversales distanciados centro a centro a no más de 1.5 veces la altura de la viga, de acuerdo a ensayos relativamente recientes hechos en vigas homogéneas e híbridas con alas de una tensión cedente especificada de 7000 kgf/cm^2 y un alma de acero similar o de menor resistencia, véase la Ref. 12.3, pág. 1412.

C-12.4 DESARROLLO DE LAS ALAS

Cuando las planchas de cubierta de longitud parcial han de funcionar como parte integral de una viga hasta la sección donde teóricamente son necesarias, deben prolongarse más allá de esta sección en la longitud suficiente para colocar los remaches, pernos de alta resistencia, o soldaduras, necesarios para transmitir a la plancha la parte de las tensiones de flexión que le corresponda, es decir, las tensiones que la plancha habría recibido si se hubiese extendido en toda la longitud del miembro. La fuerza en la plancha de cubierta a ser desarrollada por los conectores en dicha extensión es igual a:

$$\frac{M\,Q}{I}$$

en donde:

M = momento flector en el inicio de la extensión;

Q = momento estático del área de la plancha de cubierta respecto al eje neutro de la sección total, incluyendo las planchas de cubierta;

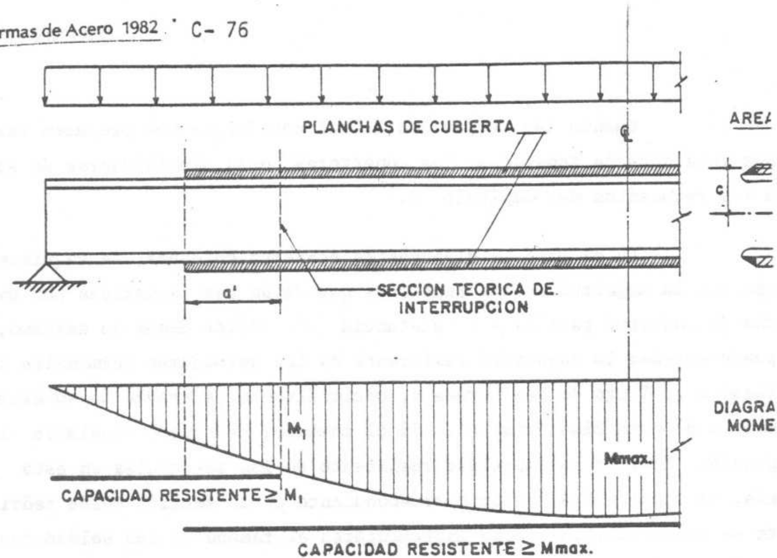
I = momento de inercia de la sección total, incluyendo las planchas de cubierta.

Cuando las cargas son de tal naturaleza que producen variaciones repetidas de tensiones, los conectores deben dimensionarse de acuerdo a los requisitos del Capítulo 9.

En el caso de planchas de cubierta soldadas, se requiere además que la magnitud de las tensiones que deben ser resistidas por una plancha de longitud parcial a la distancia a' medida desde su extremo, no puede exceder la capacidad resistente de las soldaduras terminales depositadas a lo largo de sus bordes y, opcionalmente, a través de su extremo dentro de esta distancia a'. Si el momento, calculado igualando la expresión MQ/I a la capacidad resistente de las soldaduras en esta distancia, es menor que el valor correspondiente en la sección donde teóricamente se interrumpirían, debe incrementarse el tamaño de las soldaduras o extenderse el extremo de la plancha de cubierta hasta una sección donde el momento en el miembro a la distancia a', medida desde el extremo de la plancha, sea igual al que resistirían las soldaduras terminales. Véase la Figura C-12.1 para una mejor comprensión de los requisitos referentes al uso de las planchas de cubierta soldadas.

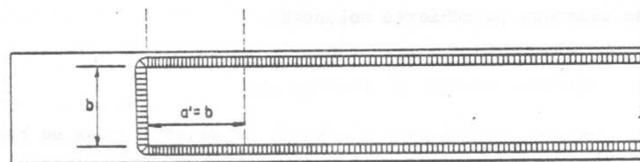
C-12.5 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

Los requisitos para el diseño de vigas armadas se han fundamentado anteriormente en la hipótesis de que el límite de utilidad estructural del alma se alcanzaba cuando el nivel de tensiones en ésta llega al denominado estado de "pandeo". Sin embargo, a diferencia de las columnas, que realmente están al borde del colapso cuando se aproximan a su estado de pandeo, los paneles del alma de una viga armada, delimitados en todos sus lados por las alas de la viga o por los rigidizadores transversales, son capaces de resistir cargas muy por encima de la correspondiente al "pandeo del alma". Al alcanzar el límite teórico de pandeo habrán ocurrido en el alma desplazamientos laterales muy pequeños, los cuales no tienen ninguna importancia estructural porque todavía hay otros medios que contribuyen a resistir cargas adicionales. Cuando los rigidizadores transversales están distanciados adecuadamente y tienen resistencia suficiente para actuar como elementos comprimidos, las tensiones típicas de membrana,

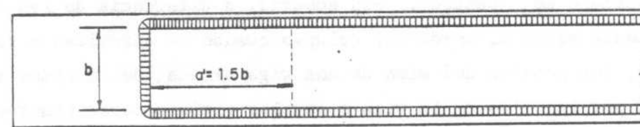


LA FUERZA A SER DESARROLLADA EN LA DISTANCIA a' SERA:

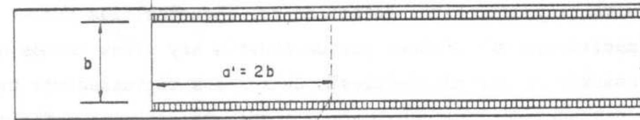
$$V = \frac{M_1 . A . c.}{I_{TOTAL}}$$



a) PARA SOLDADURA CONTINUA DE TAMAÑO IGUAL O MAYOR QUE 0.75 VECES EL ESPESOR DE LA PLANCHA



b) PARA SOLDADURA CONTINUA DE TAMAÑO MENOR QUE 0.75 VECES EL ESPESOR DE LA PLANCHA



c) PARA SOLDADURA CONTINUA SOLAMENTE A LO LARGO DE LOS BORDES.

FIGURA C-12.1. REQUISITOS PARA EL USO DE LAS PLANCHAS DE CUBIERTA SOLDADAS

producidas por fuerzas cortantes mayores que las asociadas a la carga teórica de pandeo, forman un campo de tracciones diagonales; véanse las Refs. 12.4 a 12.7. La combinación resultante ocasiona una forma de trabajo semejante a la de una celosía tipo Pratt, que, sin producir cedencia en el acero, proporciona la capacidad para resistir las fuerzas cortantes aplicadas no consideradas por la teoría lineal del pandeo. En la Figura C-12.2 se ilustra este comportamiento y en la Figura C-12.3 se muestran los rigidizadores transversales de soporte. Tomando en cuenta esta acción se han desarrollado métodos analíticos, Ref. 12.8, los cuales se han corroborado en un extenso programa de ensayos, Ref. 12.9, y constituyen la base fundamental de la Fórmula (12-2). El uso de la acción del campo de tracciones diagonales no se toma en cuenta cuando:

$$\frac{0.6\ F_y}{\sqrt{3}} \leq F_v \leq 0.4\ F_y\ , \quad \text{o cuando} \quad \frac{a}{h} > 3.0.$$

A la espera de más investigaciones no se recomienda considerar el campo de tracciones diagonales en el diseño de vigas híbridas.

Cuando la tensión cortante promedio calculada en el alma es menor que la permitida por la Fórmula (12-1), no se requieren rigidizadores intermedios siempre que la altura de las vigas se limite a no más de 260 veces el espesor del alma. La resistencia de estas vigas no depende de la acción del campo de tracciones diagonales. En esa Fórmula, σ_v es la relación de la tensión crítica en el alma, de acuerdo a la teoría elástica del pandeo, respecto a su tensión cortante cedente; véase la Ref. 12.8 para una exposición detallada de su deducción.

A fin de facilitar el manejo de las vigas durante la fabricación y la construcción, cuando se requieren rigidizadores intermedios la relación de aspecto del panel a/h se limita arbitrariamente a no más de:

$$\left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2$$

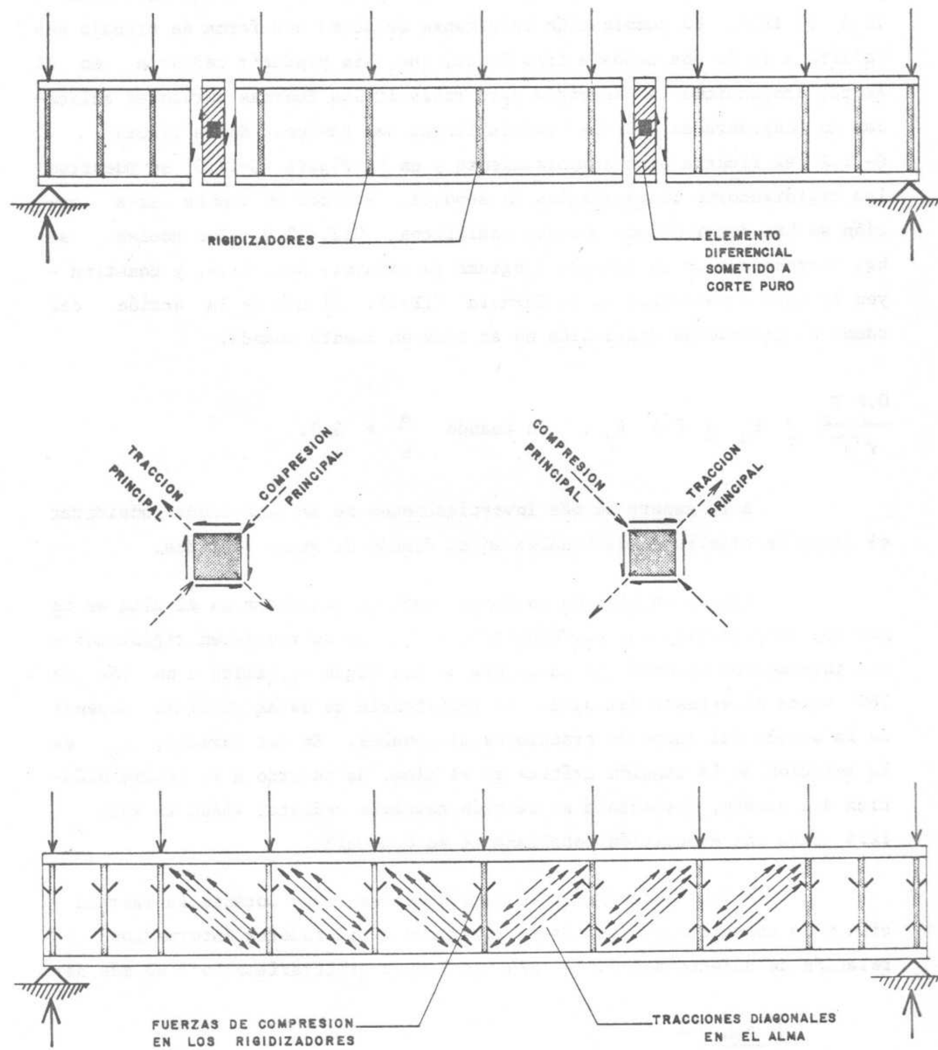


FIGURA C-12.2. ILUSTRACION DE LA ACCION DEL CAMPO DE TRACCIONES DIAGONALES EN UNA VIGA ARMADA

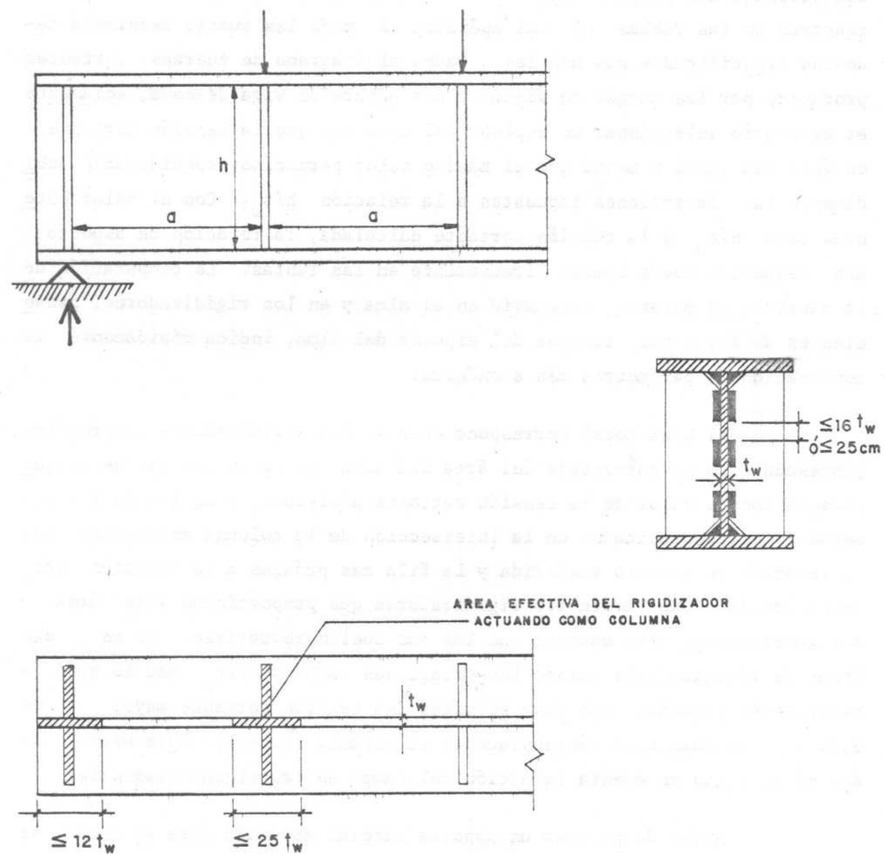


FIGURA C-12.3. RIGIDIZADORES TRANSVERSALES DE SOPORTE

con un espaciamiento máximo de tres veces la altura de la viga.

Cuando se requieran rigidizadores, su máxima separación longitudinal permitida depende de tres parámetros: a/h, h/t_w y f_v. Para conveniencia del proyectista, las relaciones entre estos parámetros se encuentran en las Tablas A3 del Apéndice A para las cuatro tensiones cedentes especificadas más usuales. Dados el diagrama de fuerzas cortantes producido por las cargas de diseño y una altura de viga deseada, solamente es necesario seleccionar un espesor del alma tal que la tensión cortante en ésta sea igual o menor que el máximo valor permitido, considerando debidamente las limitaciones impuestas a la relación h/t_w. Con el valor obtenido para h/t_w y la tensión cortante calculada, la relación de aspecto a/h requerida puede leerse directamente en las Tablas. La comparación de la cantidad de material necesario en el alma y en los rigidizadores, provenientes de dos o tres tanteos del espesor del alma, indica rápidamente la combinación de parámetros más económica.

El área total correspondiente de los rigidizadores intermedios, expresada como un porcentaje del área del alma, se da en las tablas conjuntamente con el valor de la tensión cortante admisible, y se lee en los números inferiores ubicados en la intersección de la columna encabezada por la relación de aspecto requerida y la fila más próxima a la relación h/t_w seleccionada. Usualmente los rigidizadores que proporcionan esta área son generalmente algo mayores que los que suelen requerirse. No se dan áreas de rigidizadores cuando las relaciones a/h y h/t_w son lo suficientemente pequeñas como para permitir una tensión cortante mayor de $0.35\ F_y$, lo cual está contemplado en la Fórmula (12-1). Para estos casos no se tiene en cuenta la acción del campo de tracciones diagonales.

A fin de proveer un soporte lateral adecuado para el alma, se requiere que todos los rigidizadores tengan un momento de inercia no menor de $(h/50)^4$. Sin embargo, en muchos casos este requisito es superado por los establecidos para el área total. La magnitud del área de rigidizador necesaria para desarrollar el campo de tracciones diagonales está dada por la Fórmula (12-3) y depende de las relaciones a/h y h/t_w.

Se requieren áreas totales mayores en los rigidizadores colocados de un solo lado del alma que en los colocados en parejas, debido a que trabajan bajo carga excéntrica.

La magnitud de la fuerza cortante que ha de ser transferida entre el alma y los rigidizadores no es afectada por la excentricidad de la carga, y es generalmente tan pequeña que puede absorberse mediante la mínima cantidad de soldaduras o de remaches que se desee. La fórmula especificada siguiente:

$$f_{vs} = \frac{h}{53000} \sqrt{F_y^3}$$

proporciona una estimación conservadora de la fuerza cortante que se necesita transferir bajo cualquier condición de tensiones permitida por la Fórmula (12-2). La transferencia de fuerzas cortantes entre el alma y el rigidizador, debida a la acción del campo de tracciones diagonales, no es aditiva con la debida a una carga concentrada o reacción alineada con el rigidizador, por lo que éste sólo se necesita para conectar la mayor de las dos fuerzas cortantes. En la Figura C-12.4 se muestran rigidizadores transversales intermedios.

C-12.6 REDUCCIÓN DE TENSIONES EN LAS ALAS

En las regiones de momentos flectores máximos, una parte de un alma delgada puede flectarse lateralmente en su zona comprimida lo suficiente como para no proveer la resistencia total a flexión supuesta al dimensionar la viga en base a su momento de inercia. Esto ocasiona que la tensión de compresión que hubiera resistido el alma sea transmitida al ala comprimida, pero siendo la resistencia relativa a la flexión de esta ala mucho mayor que la de la parte del alma desplazada lateralmente, el incremento que resulta en las tensiones del ala es a lo sumo un porcentaje pequeño. Reduciendo la tensión admisible de diseño en el ala comprimida de F_b a F_b', tal como contempla la Fórmula (12-5), se provee suficiente capacidad a flexión en el ala para compensar cualquier disminución

de la resistencia a flexión en el alma debida a su desplazamiento lateral.

Para compensar la pequeña pérdida de resistencia a la flexión de las vigas híbridas cuando partes del alma se deforman más allá de su tensión cedente límite, la Fórmula (12-6) provee una tensión admisible a flexión reducida, aplicable a ambas alas, véase la Ref. 12.3. La magnitud de la reducción depende de la relación del área del alma respecto al área del ala, así como también de la relación de sus respectivas tensiones cedentes. Para evitar una fórmula más complicada, se requiere que el área y la calidad del acero sea la misma en ambas alas. En vista de que cualquier reducción de la resistencia a flexión, debida al pandeo del alma en la zona comprimida, es considerablemente menor en las vigas híbridas que en las homogéneas de igual sección transversal, no se requiere aplicar la Fórmula (12-5) cuando la tensión permitida por la Fórmula (12-6) es menor.

C-12.7 CORTE Y TRACCIÓN COMBINADOS

No es necesaria ninguna reducción en la tensión admisible debida a la interacción de tensiones simultáneas por flexión y fuerza cortante, a menos que un miembro sometido a flexión se diseñe en base a la acción del campo de tracciones diagonales.

En la Ref. 12.10 se ha demostrado que las almas de las vigas armadas sometidas a la acción del campo de tracciones pueden dimensionarse de acuerdo a:

1. La máxima tensión admisible a flexión cuando la fuerza cortante simultánea no es mayor de 0.6 veces el valor total permitido, o

2. La tensión cortante admisible total cuando la tensión a flexión no es mayor de 0.75 veces su valor máximo permitido.

Más allá de estos límites, estas Normas proveen una expresión lineal de interacción mediante la Fórmula (12-7). Sin embargo, debido a que en las almas de las vigas homogéneas de acero A514 cargadas a su

plena capacidad en flexión se forman más ondas que en las almas de las vigas de acero de menor resistencia y menos cargadas, el uso de la acción del campo de tracciones diagonales en vigas de acero A514 se limita a las zonas donde la tensión flectora simultánea no excede de 0.75 F_b.

C-12.10 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

C-12.10.1 Las almas de las vigas no protegidas con rigidizadores de soporte pueden fallar por aplastamiento local en las secciones con una alta concentración de tensiones resultante de la aplicación de cargas concentradas o reacciones. Para protegerse de este efecto, la tensión en el borde de los filetes del alma se limita a 0.75 F_y mediante las Fórmulas (12-8) o (12-9), suponiendo que esta tensión se distribuye longitudinalmente en una distancia no mayor que la longitud de contacto más una o dos veces la distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma, dependiendo de la posición de la carga. En la Figura C-12.5 se ilustran gráficamente los requisitos de esta Sección.

C-12.10.2 Como una protección contra la inestabilidad de las almas relativamente delgadas de vigas armadas, se ha establecido una limitación adicional en la magnitud de la carga que puede ser aplicada directamente al ala de la viga en los tramos comprendidos entre rigidizadores. Las cargas concentradas suficientemente livianas como para cumplir los requisitos del Artículo 12.10.1 y las cargas aplicadas longitudinalmente sobre una longitud parcial del panel, se tratan como si estuviesen distribuidas mediante fuerza cortante en toda la longitud del panel en el que actúan, o en una longitud igual a la altura de la viga si ésta es menor que la longitud del panel. Considerando estas cargas conjuntamente con otras cargas distribuidas que pueden estar aplicadas directamente en el ala, la carga total dividida entre el espesor del alma no debe exceder la tensión permitida por las Fórmulas (12-10) o (12-11). Si las rotaciones del ala alrededor de su eje longitudinal están impedidas por el contacto con una placa rígida, rige la Fórmula (12-10); de lo contrario, es aplicable la Fórmula (12-11) que es más conservadora. Estas fórmulas se han deducido

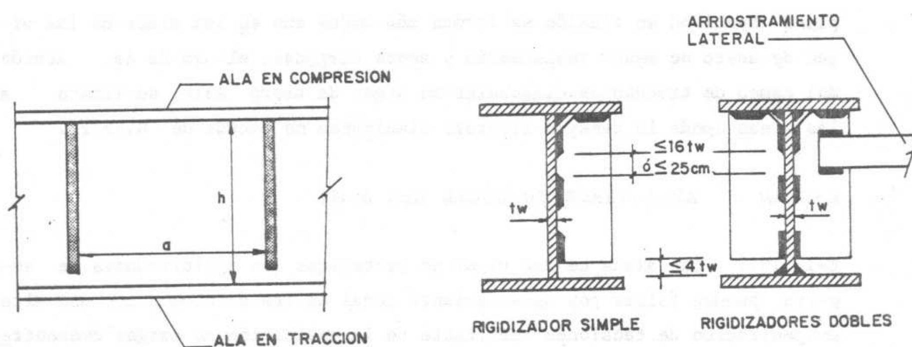


FIGURA C-12.4. RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS

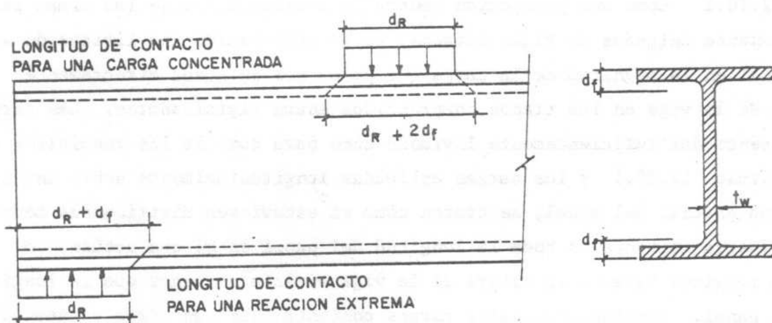


FIGURA C-12.5. LONGITUDES PARA VERIFICAR EL APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA EN VIGAS SIN RIDIGIZADORES TRANSVERSALES DE SOPORTE

considerando la resistencia al pandeo elástico de la plancha del alma sometida a cargas en el borde, Ref. 12.11. La carga es resistida en parte por una acción de columna y en parte por una plancha rigidizada intermitentemente en la dirección de las cargas aplicadas. En el caso de vigas armadas remachadas estas fórmulas son probablemente muy conservadoras, ya que desprecian la capacidad a flexión que pueden tener los ángulos de las alas al trabajar como vigas entre rigidizadores adyacentes, lo que ayuda a soportar las cargas.

C-12.11 RESTRICCIONES ROTACIONALES EN LAS SECCIONES DE LOS APOYOS

Las vigas esbeltas que se apoyan sobre la parte superior de las columnas y están soportadas lateralmente sólo en el plano de sus alas superiores, pueden volverse inestables a causa de la flexibilidad de la columna. A menos que se provea soporte lateral para el ala inferior, sea mediante arriostramiento o por continuidad en la conexión viga-columna, el desplazamiento lateral de la parte superior de la columna, acompañado por una rotación de la viga alrededor de su eje longitudinal, puede producir el colapso de la estructura.

REFERENCIAS

12.1 - Blodgett, O.W. "Design of Welded Structures". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, 1966, 826 págs.

12.2 - Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. "Normas para el Cálculo de Edificios 1947". Capítulo 3 - Construcciones de Acero. Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1948, págs. 37 - 75.

12.3 - Joint ASCE-AASHO Committee on Flexural Members, Subcommittee 1 on Hybrid Beams and Girders. "Design of Hybrid Steel Beams" . Journal of the Structural Division, Vol. 94, N° ST6, ASCE, Junio 1968, págs. 1397 - 1426.

12.4 - Bresler, B.; Lin, T.Y. y Scalzi, J.B. "Diseño de Estructuras de Acero". Limusa - Wiley, Méjico, 1970, 926 págs.

12.5 - Gaylord, E.H. y Gaylord, C.N. "Design of Steel Structures". 2a. ed., Mc Graw-Hill Kogakusha Ltd., Tokio, 1972, 663 págs.

12.6 - Mc Guire, W. "Steel Structures". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1968, 1112 págs.

12.7 - Kuzmanović, B.O. y Willems, N. "Steel Design for Structural Engineers". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1977, 509 págs.

12.8 - Basler, K. "Strength of Plate Girders in Shear". Journal of the Structural Division, Vol. 87, Nº ST7, ASCE, Octubre 1961, págs. 151 - 197.

12.9 - Basler, K.; Yen, B.T.; Mueller, J.A y Thürlimann, B. "Web Buckling Tests on Welded Plate Girders". Bulletin Nº 64, Welding Research Council, New York, Septiembre 1960.

12.10 - Basler, K. "Strength of Plate Girders Under Combined Bending and Shear". Journal of the Structural Division, Vol. 87, Nº ST7, ASCE, Octubre 1961, págs. 181 - 197.

12.11 - Basler, K. "New Provisions for Plate Girder Design". Proceedings AISC National Engineering Conference, Appendix C., 1961.

CAPITULO C-13 CONSTRUCCIONES MIXTAS DE ACERO Y CONCRETO

Este Capítulo 13 corresponde enteramente a la Sección 1.11 de las Normas AISC 1975.

C-13.1 DEFINICIÓN

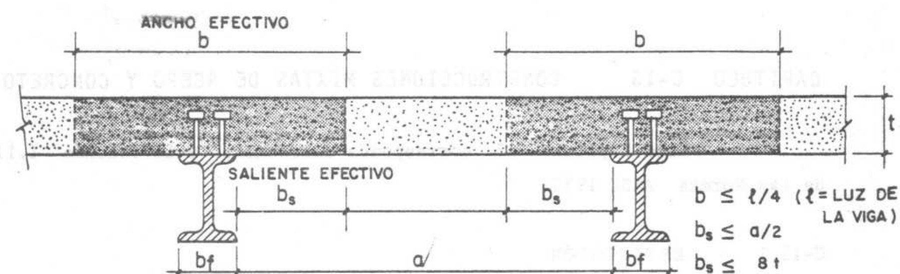
Estas Normas abarcan únicamente las vigas de acero que soportan placas de concreto. Se utiliza el calificativo empleado internacionalmente de "mixto" como el más adecuado para designar este tipo de construcciones en lugar del término "compuesto", reservado para los miembros tratados en el Capítulo 19. Para el diseño de las columnas mixtas véase el Capítulo 10 de las normas de Concreto Armado COVENIN-MINDUR 1753, Ref. 13.1.

Cuando las dimensiones de una placa de concreto apoyada sobre vigas de acero son tales que la placa puede servir efectivamente como el ala de una viga mixta de sección Te, y cuando el concreto y el acero se mantienen adheridos adecuadamente de manera de actuar como una sola unidad, la viga puede dimensionarse bajo la hipótesis de una acción mixta. En la Figura C-13.1 se muestran los anchos efectivos de la placa de concreto.

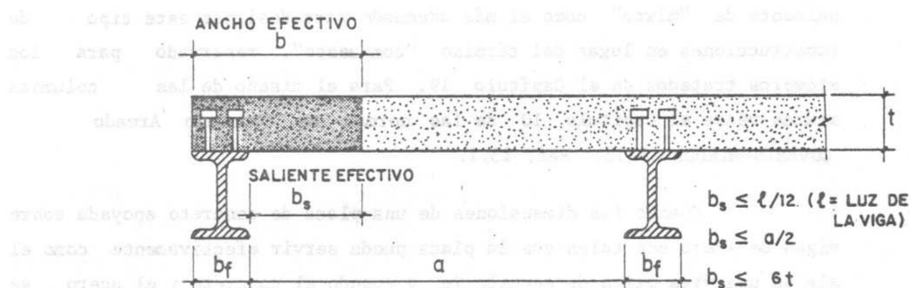
En estas Normas se reconocen dos casos: las vigas de acero totalmente embutidas en el concreto, las cuales dependen de la adherencia natural para la interacción con éste, y las vigas de acero ancladas mecánicamente a la placa mediante conectores de corte, las cuales no tienen que estar embutidas. Véase la Figura C-13.2.

C-13.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

A menos que se utilicen apuntalamientos temporales, las vigas embutidas en el concreto e interconectadas solamente mediante la adherencia natural, deben dimensionarse para soportar todas las cargas permanentes sin la ayuda del concreto y, adicionalmente, las cargas variables sobrepuestas considerando la acción mixta, sin exceder la tensión admisible



a) PLACA EXTENDIDA A AMBOS LADOS DE LA VIGA



b) PLACA EXTENDIDA A UN SOLO LADO DE LA VIGA

FIGURA C-13.1. ANCHOS EFECTIVOS DE LA PLACA DE CONCRETO EN CONSTRUCCIONES MIXTAS

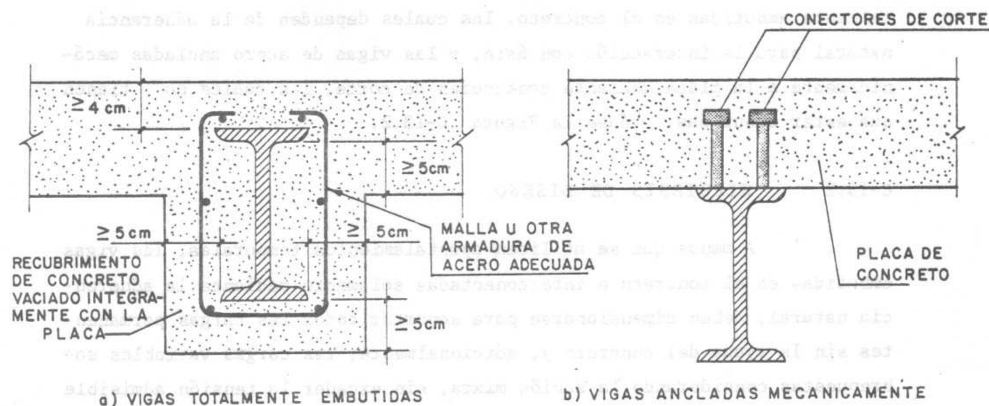


FIGURA C-13.2. TIPOS DE CONSTRUCCIONES MIXTAS

en flexión para el acero establecida en el Artículo 7.1.

Puesto que las secciones de acero embutidas completamente dentro del concreto están restringidas contra el pandeo local y el lateral, puede utilizarse en este caso una tensión admisible de 0.66 F_y en lugar de 0.60 F_y.

El requisito alternativo que permite utilizar una tensión de 0.76 F_y para diseñar las vigas completamente embutidas, dimensionándolas de manera que resistan todas las cargas sin la ayuda del concreto, refleja una práctica común en la ingeniería cuando se desea eliminar el cálculo de las propiedades de las secciones mixtas.

En la Ref. 13.4 se encuentran las fórmulas y un algoritmo directo para el cálculo automatizado de las propiedades de secciones arbitrarias.

En conformidad con las recomendaciones dadas en la Ref. 13.2, cuando se utilizan conectores de corte para obtener la acción mixta se puede suponer esta acción, dentro de ciertos límites, al dimensionar la viga para los momentos producidos por las cargas permanentes y variables, aún para construcciones no apuntaladas. Esta liberalización de los requisitos está fundamentada en un concepto de la resistencia de agotamiento, aunque el dimensionado del miembro esté basado en el módulo de sección elástico de la sección transformada.

A fin de que la máxima tensión por flexión en la viga de acero sometida a cargas de servicio esté bastante por debajo del nivel de cedencia inicial, independientemente de la relación entre los momentos por cargas variables y permanentes, el módulo de sección del área transformada de la sección mixta, referido a la fibra extrema en tracción, se limita en las construcciones sin apuntalamientos al módulo de sección de la viga de acero multiplicado por el factor $(1.35 + 0.35\ M_v/M_p)$, véase la Fórmula (3) de la Ref. 13.2.

Por otra parte, el requisito de que la tensión flectora en la placa de concreto, debida a la acción mixta real, sea calculada en base al módulo de sección transformado real y se limite a la tensión de servicio aceptada generalmente como admisible, se hace necesario para evitar el uso de proporciones placa-viga excesivamente conservadoras.

Las investigaciones realizadas en la Universidad de Lehigh, Ref. 13.3, han demostrado que para una viga de acero y una placa de concreto dadas, el incremento de la resistencia a flexión intermedio entre la acción mixta nula y la acción mixta total, es directamente proporcional a la resistencia al corte desarrollada entre el acero y el concreto, es decir, al número de conectores de corte provistos entre estos límites. A veces puede no ser factible, o ni siquiera necesario, suministrar la acción mixta total, por lo que estas Normas reconocen dos condiciones: la acción mixta total y la parcial.

En los casos donde la fuerza cortante total V'_h desarrollada entre el acero y el concreto a cada lado de la sección de momento máximo es menor que V_h, puede utilizarse la Fórmula (13-1) para deducir un módulo de sección efectivo S_{ef}, que tenga un valor menor que el módulo de sección para una acción mixta completamente efectiva S_{tr}, pero mayor que el correspondiente a la viga de acero sola.

C-13.4 CONECTORES DE CORTE

En investigaciones experimentales, las vigas mixtas en las cuales se varió la separación longitudinal de los conectores de corte de acuerdo a la magnitud de la fuerza cortante estática, y las vigas gemelas en donde los conectores requeridos se distanciaron uniformemente, han mostrado la misma resistencia de agotamiento y la misma magnitud de la flecha ante las cargas de servicio usuales. Solamente se necesita una pequeña deformación en el concreto y en los conectores de corte más fuertemente tensionados, para redistribuir la fuerza cortante horizontal a los otros conectores de corte menos tensionados. La consideración importante es que el número total de conectores colocados a cada lado de la sección

de momento máximo sea suficiente para desarrollar la acción mixta con la cual se cuenta en esa sección. Los requisitos de estas Normas se basan en este concepto de acción mixta.

Generalmente los conectores de corte requeridos pueden separarse uniformemente en la distancia comprendida entre las secciones de momento máximo y momento nulo, véase la Ref. 13.3. Sin embargo, ciertas disposiciones de cargas pueden producir una condición donde se requiera una separación menor en una parte de esa distancia, como se ilustra en el siguiente ejemplo.

Considérese una viga simplemente apoyada con carga uniforme, que necesita soportar también dos cargas concentradas iguales dispuestas simétricamente respecto al centro de la luz, de tal magnitud que el momento en las secciones bajo las cargas concentradas sea tan sólo un poco menor que el momento máximo en el centro de la luz. El número de conectores de corte n_2 requerido entre cada extremo de la viga y la carga concentrada adyacente sería solamente algo menor que el número n_1 que se requiere entre cada extremo y el centro de la luz. La Fórmula (13-7) se incluye como una verificación para determinar si el número de conectores n_1 necesarios para desarrollar el momento máximo $M_{máx}$, en el caso de que se separaran uniformemente, proveería el número de conectores n_2 requeridos entre una de las cargas concentradas y la sección de momento nulo más cercana. Esta fórmula se basa en el requisito de que

$$\frac{S_{ef}}{S_{tr}} = \frac{M}{M_{máx}}$$

donde:

$0 < M < M_{máx}$

S_{ef} = módulo de sección correspondiente a la magnitud mínima de la acción mixta parcial que se requiere en la sección sometida al momento M;

$$\frac{V'_h}{V_h} = \frac{n_2}{n_1}$$

Al calcular el módulo de sección en las secciones de momento negativo máximo pueden incluirse la contribución de los aceros de refuerzo paralelos a la viga de acero que estén dentro del ancho efectivo de la placa, siempre que tal refuerzo esté anclado adecuadamente más allá de la zona de momentos negativos. Sin embargo, se requieren suficientes conectores de corte para transferir desde la placa a la viga de acero la mitad de la resistencia de agotamiento a tracción de dicho refuerzo.

Los valores de la fuerza cortante admisible para diversos tipos de conectores de corte están basados en un factor de seguridad aproximadamente igual a 2.50 respecto a su resistencia de agotamiento real. Los valores admisibles correspondientes a concretos fabricados con agregados que no cumplen la norma COVENIN 277 y a otros tipos de conectores no incluidos en la Tabla 13.4, deben establecerse mediante un programa adecuado de ensayos.

Los valores V_{ac} de la fuerza cortante admisible para cada conector dados en la Tabla 13.4 no deben ser utilizados cuando el número de conectores requeridos se calcula mediante el parámetro VQ/I, donde V es la fuerza cortante total en cualquier sección transversal dada. De lo contrario, podría resultar que se proveyese menos de la mitad del número requerido por las fuerzas cortantes calculadas con las Fórmulas (13-3) o (13-4) y (13-5).

Los espárragos soldados no localizados directamente sobre el alma de las vigas tienden a desprenderse de las alas delgadas antes de alcanzar su plena capacidad de resistencia al corte. Para protegerse de esta contingencia, se limita el diámetro de los espárragos no colocados sobre el alma de la viga a un valor no superior a 2.5 veces el espesor del ala.

REFERENCIAS

13.1 - Comisión Venezolana de Normas Industriales - Ministerio del Desarrollo Urbano. "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño". COVENIN-MINDUR 1753-81, dos volúmenes. 657 págs.

13.2 - Joint ASCE - ACI Committee on Composite Construction. "Tentative Recommendations for the Design and Construction of Composite Beams and Girders for Buildings". Journal of the Structural Division, Vol. 86, N° ST12, ASCE, Diciembre 1960, págs. 73 - 92.

13.3 - Slutter, R. G. y Driscoll, G. C. "Flexural Strength of Steel - Concrete Composite Beams". Journal of the Structural Division, Vol. 91, N° ST2, ASCE, Abril 1965, págs. 71 - 99.

13.4 - Marín, Joaquín. "Computing Unidimensional Normal Stress Resultants". Journal of the Structural Division, Vol. 106, N° ST1, ASCE, Enero 1980, págs. 233-245. "Cálculo de Resultantes de Tensiones Normales Unidimensionales". Boletín Técnico del IMME N° 66, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, enero-junio 1980, págs. 149 - 179.

CAPITULO C-14 CONTROL DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

Como se suele presentar en la mayoría de normas, en este Capítulo 14 se agrupan las especificaciones para controlar un buen comportamiento bajo las condiciones de servicio previstas en el diseño, las cuales corresponden a las Secciones 1.13, 1.19 y 1.20 de las Normas AISC 1975. Adicionalmente se incluye un nuevo Artículo 14.6 sobre protección contra incendios, tema vital no mencionado en las normas de acero más famosas.

No es fácil fijar los requisitos que debe satisfacer una estructura para que trabaje adecuadamente en condiciones de servicio, debido a las numerosas variables, muchas de ellas difíciles de evaluar, que intervienen en el problema, siendo ésta una de las áreas que actualmente necesita más investigación en la ingeniería estructural. El fijar flechas y vibraciones tolerables, por ejemplo, requiere considerar las finalidades de la construcción, las posibles interferencias con el funcionamiento de equipos e instalaciones y las molestias físicas o sicológicas a sus ocupantes. Otros problemas importantes, como la corrosión, requieren ser tomados en cuenta con medios efectivos de protección que logren minimizar los daños y garantizar una durabilidad adecuada de la estructura. En relación al problema de la corrosión, tampoco explícito en los códigos, véase las Referencias 14.1, 14.2, 14.23 y 14.24.

C-14.1 FLECHAS

Aunque algunas veces un buen diseño se rige por consideraciones de deformaciones y no de tensiones, no hay una escala única que permita establecer los límites tolerables de las deformaciones. Las limitaciones que se imponen con frecuencia a la flexibilidad de las estructuras suelen ser dictadas por la naturaleza de los elementos no estructurales de la construcción, tales como paredes frisadas y recubrimientos de techos, más que por consideraciones de comodidad y seguridad de sus ocupantes. No sólo estas limitaciones varían con el tipo de miembro, sino que también la solución más satisfactoria depende del buen criterio de ingenieros calificados. Las reglas que siguen se sugieren únicamente como una guía:

1. Cuando sea posible, la relación entre la altura de las vigas de piso que trabajen a las tensiones máximas admisibles respecto a su luz no debe ser menor de $F_y/56000$. Si se utilizan miembros de menor altura, las tensiones admisibles en flexión deberán reducirse en la misma proporción en que la altura decrece con respecto a la correspondiente a la relación anterior.

2. De ser posible, en los techos la relación entre la altura de las vigas y correas que trabajen a las tensiones máximas admisibles respecto a su luz no debe ser menor de $F_y/70000$, excepto cuando los techos sean horizontales.

Otras normas establecen criterios más detallados respecto a las flechas tolerables. Particularmente la norma canadiense, Ref. 14.3, sugiere que en ausencia de otros criterios justificados racionalmente se pueden adoptar los valores recomendados en la Tabla C-14.1.

C-14.2 CONTRAFLECHAS

La contraflecha que se da a los miembros en flexión para evitar que parezcan estar colgados, o para que al cargarse igualen las cotas de componentes adyacentes del edificio, se consigue de varias maneras diferentes. Cuando se trata de celosías y vigas armadas, la curvatura deseada puede obtenerse al montar las partes componentes que las forman. En el caso de vigas laminadas, dentro de ciertos límites, las contraflechas deseadas pueden darse en frío en la planta de laminación.

Con frecuencia se utiliza la aplicación local de calor como un medio de enderezar o dar contraflechas tanto a las vigas laminadas como a las armadas. El método depende de la contracción final que se produce en las zonas calentadas. Se deben calentar solamente aquellas zonas situadas en el lado del miembro que estaría sujeto a compresión si se diese la contraflecha en frío, hasta una temperatura suficiente para que el metal se expanda hacia afuera a causa de las restricciones que le imponen las zonas

no calentadas circundantes, lo que ocasiona una contracción al enfriarse el miembro.

Aunque se puede controlar con buena precisión la curvatura final de la contraflecha producida por cualquiera de los procedimientos mencionados, deben admitirse ciertas tolerancias para cubrir errores inevitables en la mano de obra y cambios de forma permanentes producidos por el manejo de las piezas.

C-14.3 VIBRACIONES

Cuando el criterio para limitar los movimientos de la estructura está orientado hacia la comodidad de las personas que ocupan el edificio, como sucede cuando hay vibraciones perceptibles, el límite de las amplitudes tolerables depende tanto de la frecuencia de las vibraciones como del efecto de amortiguamiento proporcionado por los elementos, estructurales o no, que forman la construcción. Si las vibraciones son producidas por máquinas en funcionamiento, éstas deben aislarse mediante elementos efectivos de amortiguamiento o utilizando fundaciones independientes.

La altura de las vigas de acero que soportan grandes áreas abiertas, libres de tabiques divisorios u otras fuentes de amortiguamiento, no deberá ser menor de $\ell/20$, a fin de reducir a un mínimo las vibraciones transitorias perceptibles ocasionadas por el tránsito de personas.

En las normas canadienses, Ref. 14.3, los requisitos para considerar las vibraciones en las estructuras son tratados con cierto detalle.

C-14.4 AGUAS ESTANCADAS

La cantidad de agua retenida en un techo horizontal a causa de las flechas de la estructura de acero que lo soporta depende de su flexibilidad. En casos extremos de muy poca rigidez, el peso acumulado del agua puede ocasionar un colapso. Cuando sea necesario investigar este problema, hay que realizar un análisis racional del sistema de techo, encontrándose

en la Sección 1.13.3 de las Normas AISC 1975 un procedimiento aproximado recomendable para este fin.

C-14.5 CAMBIOS DE TEMPERATURA

Como sucede en las flechas, el control satisfactorio de las dilataciones y contracciones no puede reducirse a unas cuantas reglas sencillas, sino que depende principalmente del buen criterio de ingenieros calificados. El problema es más serio en los edificios con cerramientos constituídos por paredes de mampostería que en aquéllos donde las paredes están formadas por unidades prefabricadas.

El dividir totalmente la estructura en varias partes separadas mediante juntas de dilatación ampliamente distanciadas, es en general más satisfactorio que usar dispositivos menos separados que dependen del deslizamiento de las partes en contacto, y suele ser menos costoso que emplear otros dispositivos más eficientes y complicados, como los compuestos por balancines o rodillos.

En la Ref. 14.4 se encuentran algunos criterios necesarios para considerar los cambios de temperatura en las estructuras.

C-14.6 PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS

El fuego es un accidente de mucha importancia en las estructuras de acero, las cuales han de diseñarse para resistir sus efectos durante un tiempo especificado de incendio, a fin de disminuir los riesgos para los ocupantes del edificio. Particularmente, los edificios altos requieren sistemas de protección cuidadosamente estudiados, lo cual incide apreciablemente en el costo de la estructura. El establecimiento de una reglamentación para proteger las estructuras contra el fuego escapa a los objetivos de estas Normas, por lo que se sugiere consultar las Referencias 14.5 a 14.22, las cuales tratan el problema ampliamente y desde varios puntos de vista.

TABLA C-14.1 Valores máximos recomendados de las flechas debidas a las cargas variables y de viento especificadas en el diseño, según la Ref. 14.3.[1]

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Carga	Tipo de Miembro	Flecha Recomendada
EDIFICIOS INDUSTRIALES	Vertical	Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos no flexibles	$\ell/240$
		Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos flexibles	$\ell/180$
		Variable	Tramos de miembros que soportan pisos	$\ell/300$
		Máxima por rueda, sin impacto	Tramos de vigas para grúas móviles con capacidad igual o mayor a 25 ton	$\ell/800$
		Máxima por rueda, sin impacto	Tramos de vigas para grúas móviles con capacidad menor de 25 ton	$\ell/600$
	Lateral	Fuerzas laterales de grúas	Tramos de vigas que soportan grúas móviles	$\ell/600$
		Fuerzas laterales de grúas o viento	Columnas[2] (desplazamiento total de su parte superior)	L/400 a L/200
OTROS EDIFICIOS	Vertical	Variable	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	$\ell/360$
		Variable	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	$\ell/300$

(Continúa)

TABLA C-14.1 Valores máximos recomendados de las flechas debidas a las cargas variables y de viento especificadas en el diseño, según la Ref. 14.3 (Continuación).[1]

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Carga	Tipo de Miembro	Flecha Recomendada
OTROS EDIFICIOS	Lateral	Viento	Pisos (desplazamiento total debido a todos los efectos)	L/400
		Viento	Pisos (desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos) con revestimientos metálicos y tabiques sin precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	$\ell/500$
		Viento	El mismo caso anterior, pero en pisos con precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	$\ell/400$

1 En vista de que algunos materiales incrementan la rigidez de la estructura de acero, la carga de viento para el cálculo de las flechas laterales puede disminuirse algo respecto a la del viento de diseño utilizado en los cálculos de resistencia y estabilidad. Los elementos no estructurales más comunes que contribuyen a la rigidez de un edificio son las paredes de mampostería, ciertos tipos de muros-cortina y los revestimientos de concreto alrededor de los miembros de acero. La máxima reducción sugerida es de un 15 por ciento. En estructuras altas y esbeltas, cuya altura sea más de cuatro veces su ancho, se recomienda que los efectos del viento sean determinados por medio de un análisis dinámico o mediante ensayos en un túnel de viento.

2 El desplazamiento total admisible en la parte superior de los edificios industriales varía considerablemente, dependiendo de factores tales como la construcción de paredes, la altura del edificio, los efectos del desplazamiento en la operación de las grúas, etc.. Cuando la operación de la grúa es sensible a los movimientos laterales puede requerirse una flecha lateral tolerable menor de $\ell/400$.

REFERENCIAS

14.1 - Steel Structures Painting Council. "Steel Structures Painting Manual. Vol. 1. Good Painting Practice". SSPC, Pittsburg, 1973, 423 págs. Véase págs. 1 - 5.

14.2 - Zignoli, V. "Construcciones Metálicas". 2 Vols., Editorial Dossat, S.A., Madrid, 1978, 2073 págs. Vol. 1, págs. 106-117.

14.3 - Canadian Standards Association. "Steel Structures for Buildings- Limit States Design". CSA Standard S16.1 - 1974, Rexdale, Ontario, 1974, 105 págs.

14.4 - Huang, L. Y. "Temperature Loads". Planning and Design of Tall Buildings, Proceedings of the 1972 ASCE - IABSE International Conference Vol. 1b, Nº 5-6, ASCE, New York, 1973, 1091 págs. Véase págs. 97-119.

14.5 - Council on Tall Buildings, Committee 8A. "Fire", Capítulo CL-4, Vol. CL, Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, ASCE, New York, 1980, 888 págs. Véase págs. 249-390.

14.6 - International Conference of Building Officials. "Uniform Building Code. 1979 Edition". ICBO, Whittier, California, 1979, 734 págs. Véase págs. 551-598.

14.7 - American Iron and Steel Institute. "Designing Fire Protection for Steel Columns". 2a ed., AISI, 1978, 16 págs.

14.8 - American Iron and Steel Institute. "Fire Resistant Steel Frame Construction". 2a ed., AISI, 1974, 61 págs.

14.9 - American Iron and Steel Institute. "Fire Protection Through Modern Building Codes". 4a ed., AISI, 1971, 347 págs.

14.10 - American Iron and Steel Institute. "Fire Safe Structural Steel A Design Guide". AISI, 1979, 96 págs.

14.11 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Medios de Escape". COVENÍN 810 - 74, 1974.

14.12 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Guía Instructiva sobre Sistemas de Detección, Alarma y Extinción de Incendios". COVENÍN 823-74, 1974.

14.13 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Tablero Central de Control para Sistemas de Detección y Alarmas de Incendio". COVENIN 1041-76, 1976.

14.14 - Zignoli, V. "Construcciones Metálicas". 2 Vols., Edit. Dossat S.A., Madrid 1978, 2073 págs. Véase Vol. 1, págs. 117-124.

14.15 - Hart, F.; Henn, W. y Sontag, H. "El Atlas de la Construcción Metálica". Edit. Gustavo Gili S.A., Barcelona, 1976, 371 págs. Véase páginas 337 a 346.

14.16 - "Guide pour la Protection des Éléments de Construction en Acier contre l'Incendie". Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, Bruselas. 1974, 222 págs.

14.17 - "Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en acier". Construction Métallique N° 4, décembre 1976. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, Puteaux.

14.18 - Elliot, D.A. "Fire and Steel Construction. Protection of Structural Steelwork", 2a ed.. Constrado, Croydon. 1981, 51 págs.

14.19 - Bond, G. V. L. "Fire and Steel Construction - Water Cooled Hollow Columns". Constrado, Croydon. 32 págs.

14.20 - Fruitet, Louis. "Sécurité Incendie. Guide pour la Conception des Bâtiments à Structures en Acier". Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier. Paris. 1981, 285 págs.

14.21 - Law, M.; O'Brien, T. "Fire Safety of Bare External Structural Steel". Constrado, Croydon. 1981, 88 págs.

14.22 - "Moyens de Protection des Ossatures Métalliques contre l'Incendie". L'acier dans le bâtiment. Office Technique pour l'utilisation de l'acier. París. 1977, 478 págs.

14.23 - Bouillette, J. P. "Produits Sidérurgiques Français. Conditions d'Emploi des Produits. Protection de la Surface de l'Acier contre la Corrosion". 4 tomos. Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier. París. 1974 a 1981, 171 páginas.

14.24 - "Protection of Structural Steelwork from Atmospheric Corrosion". 2a ed.. Constrado, Croydon. 1980, 20 págs.

CAPITULO C-15 SECCIONES TOTALES Y NETAS

Este Capítulo 15 corresponde enteramente a la Sección 1.14 de las Normas AISC 1975.

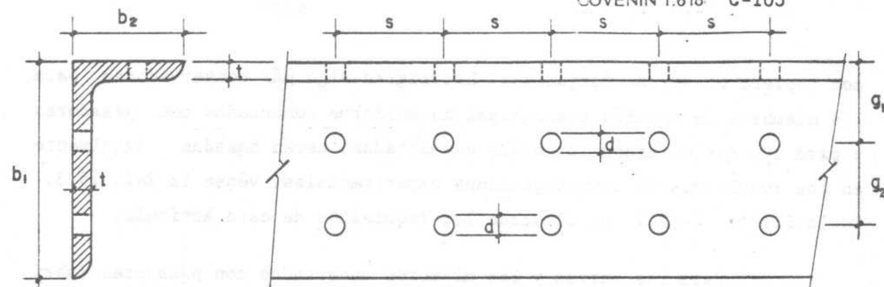
Se llama la atención sobre el uso que en este Capítulo se da a la palabra "ancho", la cual se refiere a una de las dimensiones transversales de los elementos componentes de una sección, pudiendo corresponder tanto a su altura como a lo que tradicionalmente se denomina ancho de una sección transversal.

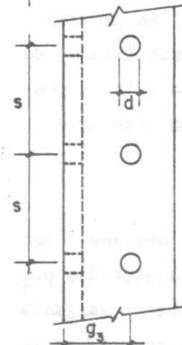
C-15.3 SECCIONES NETAS

Los ensayos de las Referencias 15.1 y 15.2 han indicado que cuando la relación de la sección neta respecto a la total se aproxima a la unidad, la resistencia de agotamiento a la tracción de un miembro puede ser menor que el producto de su sección neta multiplicada por la resistencia a la tracción del acero, determinada mediante los ensayos usuales de probetas. Una evaluación precisa de esta relación dependería de parámetros tales como la separación de los agujeros, medida perpendicularmente a la fuerza de tracción aplicada en función del espesor de la sección, así como de la ductilidad del acero. A la espera del resultado de más investigaciones, estas Normas establecen como límite superior de la sección neta completamente efectiva el 85 por ciento de la sección total. En la Figura C-15.1 se muestra el cálculo de las secciones netas.

C-15.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

Las barras forjadas conectadas con pasadores han sido reemplazadas por planchas o por barras con argollas obtenidas de planchas cortadas con soplete. Los requisitos para el dimensionamiento de las barras dados en estas Normas se basan en disposiciones que han evolucionado durante una larga experiencia con barras forjadas. Mediante una extensa serie de ensayos destructivos se ha encontrado que estos requisitos proveen diseños bien balanceados cuando las barras se obtienen cortándolas





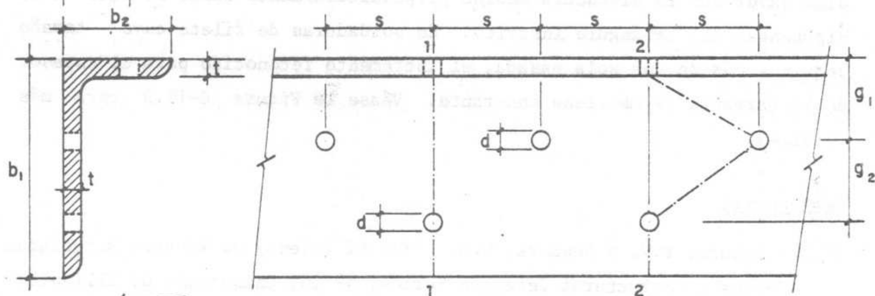
SECCION TOTAL:

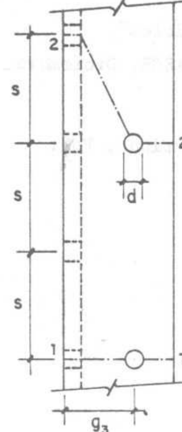
$$A_{TOTAL} = t\,(b_1 + b_2 - t)$$

SECCION NETA:

$$A_{NETA} = t\left[(b_1 + b_2 - t) - 3\,(d + 0.2\,\text{cm})\right]$$

a) AGUJEROS ALINEADOS EN UN MISMO PLANO





SECCION TOTAL:

$$A_{TOTAL} = t\,(b_1 + b_2 - t)$$

SECCION NETA SEGUN TRAYECTORIA 1-1:

$$(A_{NETA})_{1-1} = t\left[(b_1 + b_2 - t) - 2(d + 0.2\,\text{cm})\right]$$

SECCION NETA SEGUN TRAYECTORIA 2-2:

$$(A_{NETA})_{2-2} = t\left[(b_1 + b_2 - t) - 3\,(d + 0.2\,\text{cm}) + \frac{s^2}{4g_2} + \frac{s^2}{4(g_1 + g_3 - t)}\right]$$

b) AGUJEROS NO ALINEADOS EN UN MISMO PLANO

FIGURA C-15.1. EJEMPLOS DE CALCULO DE LAS SECCIONES NETAS

con soplete en vez de forjarlas. Las reglas algo más conservadoras para los miembros de sección transversal no uniforme conectados con pasadores y para los que no tienen argollas ensanchadas, están basadas igualmente en los resultados de investigaciones experimentales, véase la Ref. 15.3. En la Figura C-15.2 se ilustran los requisitos de este Artículo.

Para las barras y los miembros conectados con pasadores fabricados con aceros de tensión cedente mayor de 4900 kgf/cm^2, se proveen dimensiones algo más gruesas a fin de eliminar cualquier posibilidad de pandeo fuera del plano de la plancha tras el pasador, debido a las tensiones de servicio más elevadas para las cuales ellos pueden diseñarse.

C-15.7 AREAS EFECTIVAS DE LAS SOLDADURAS

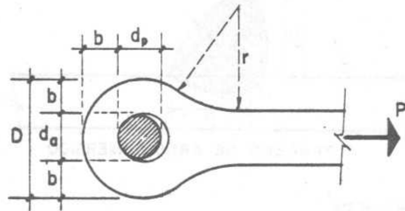
Reconociendo la penetración más profunda que se obtiene con el proceso de arco sumergido, las soldaduras de filete así ejecutadas pueden dimensionarse tomando como base un espesor efectivo de la garganta algo mayor que la distancia medida perpendicularmente desde su raíz a la hipotenusa del triángulo inscrito. En soldaduras de filete cuyo tamaño requiere más de una sola pasada, el incremento reconocido para el espesor de la garganta se mantiene constante. Véase la Figura C-15.3 para más detalles.

REFERENCIAS

15.1 - Schutz, F.W. y Newmark, N.M. "The Efficiency of Riveted Structural Joints". Structural Research Series, Nº 30, University of Illinois.

15.2 - Fisher, J.W. "Behavior of Fastener and Plates with Holes". Journal of the Structural Division, Vol. 91, Nº ST6, ASCE, Diciembre 1965, págs. 265 - 286.

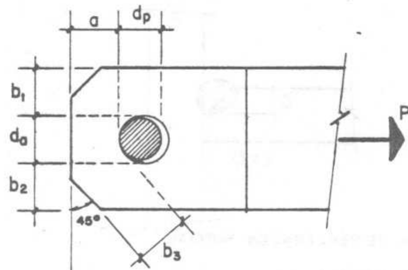
15.3 - Johnston, B.G. "Pin-Connected Plate Links". Transactions, Vol. 104, Paper Nº 2023, ASCE, 1939, págs. 314 - 339.



REQUISITOS:

1. LAS BARRAS SERAN DE ESPESOR UNIFORME
2. $P/dt \leq 0.60\ F_y$
3. $P/2bt \leq 0.45\ F_y$
4. $t \geq 12\text{mm}$
5. $d \leq 8t$
6. $1.33\ dt \leq 2bt \leq 1.50\ dt$
7. $d_p \geq 0.9\ d$
8. $r \geq D$
9. $d_a - d_p \leq 0.8\text{mm}$
10. SI $F_y > 4900\ \text{Kgf/cm}^2$: $d_a \leq 5t$.

a) BARRAS CONECTADAS CON PASADORES

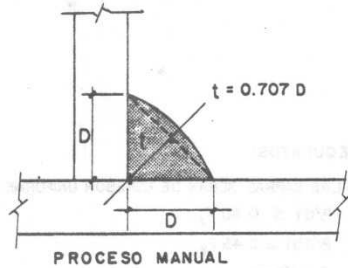


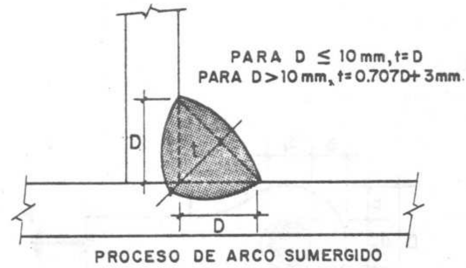
REQUISITOS:

1. EL ESPESOR NO NECESITA SER UNIFORME
2. $P/dt \leq 0.60\ F_y$
3. $P/(b_1+b_2)\,t_p \leq 0.45\ F_y$
4. $b_1 \leq 4t_p$, $b_2 \leq 4t_p$
5. $at_p \geq 0.7\,(b_1+b_2)\,t_p$
6. $b_3 t_p \geq a\,t_p$
7. $d_a - d_p \leq 0.8\text{mm}$
8. SI $F_y > 4900\ \text{Kgf/cm}^2$: $d_a \leq 5t$

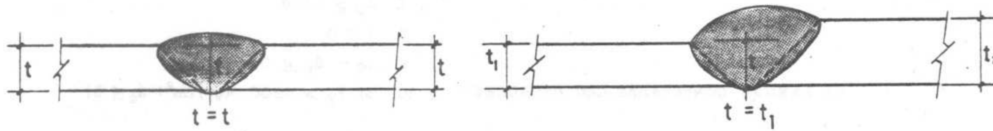
b) PLANCHAS CONECTADAS CON PASADORES

FIGURA C-15.2. ILUSTRACION DE LOS REQUISITOS PARA MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

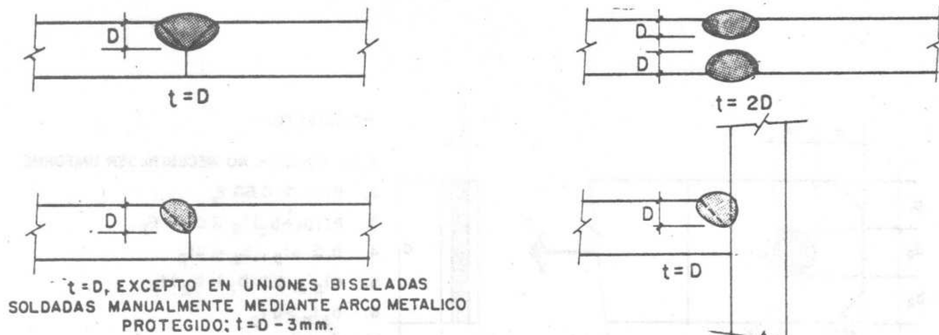




a) SOLDADURAS DE FILETE

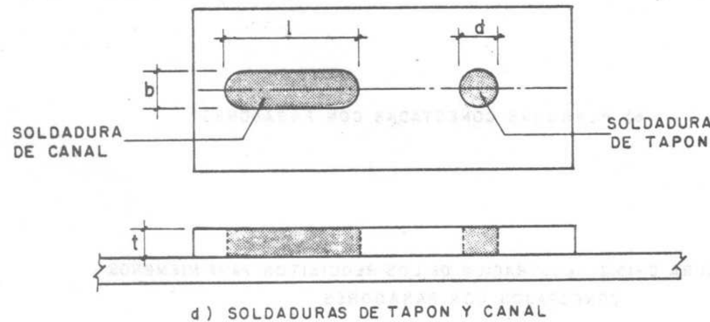


b) SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACION COMPLETA



t = D, EXCEPTO EN UNIONES BISELADAS SOLDADAS MANUALMENTE MEDIANTE ARCO METALICO PROTEGIDO: t = D − 3mm.

c) SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACION PARCIAL



d) SOLDADURAS DE TAPON Y CANAL

FIGURA C-15.3. ESPESORES EFECTIVOS DE LAS SOLDADURAS

CAPITULO C-16 CONEXIONES

Este Capítulo 16 corresponde enteramente a la Sección 1.15 de las Normas AISC 1975.

C-16.3 DISPOSICIÓN DE REMACHES, PERNOS Y SOLDADURAS

Tradicionalmente se han ignorado las pequeñas excentricidades existentes entre las directrices de los miembros constituidos por uno o dos ángulos y el baricentro de los remaches o pernos que los conectan, ya que éstas tienen un efecto despreciable en la resistencia de tales miembros. Pruebas de laboratorio han demostrado que una práctica similar es válida para miembros soldados en estructuras cargadas estáticamente, véase la Ref. 16.1.

C-16.5 MIEMBROS RESTRINGIDOS

El que se requieran o nó rigidizadores transversales en el alma de un miembro, colocados frente a las alas de otros miembros conectados rígidamente a las alas de él, como se muestra en la Figura C-16.1, depende de las dimensiones de los miembros. Las Fórmulas (16-1) y (16-3) están basadas en los ensayos de la Ref. 16.2 que avalan el concepto de que, en ausencia de rigidizadores transversales, los espesores del alma y las alas del miembro A deben ser tales que estos elementos no cedan inelásticamente ante las fuerzas concentradas aplicadas por el miembro B, las cuales son iguales al producto del área del ala conectada rígidamente multiplicada por su tensión cedente.

Cuando se necesitan rigidizadores, la Fórmula (16-4) da el área requerida de éstos basándose en el mismo concepto anterior.

La Fórmula (16-2) limita la relación de esbeltez del alma no rigidizada del miembro soportante para evitar la posibilidad de que se pandee.

Puesto que los requisitos de esta Sección se fundamentan en la fuerza máxima que pueden aplicar las alas del miembro soportado, son obviamente conservadores en el caso de miembros conectados en forma menos rígida.

C-16.6 PLANCHAS DE RELLENO

Cuando una conexión se diseña como del tipo de fricción con pernos de alta resistencia, no se requiere la práctica de asegurar las planchas de relleno mediante conectores adicionales a fin de que realmente sean parte integral del elemento conectado por corte. En tales conexiones, la resistencia al deslizamiento entre el relleno y cualquiera de las partes conectadas es comparable a la que habría entre ellas si no se necesitase ningún relleno. En la Figura C-16.2 se ilustra el uso de las planchas de relleno.

C-16.10 REMACHES Y PERNOS COMBINADOS CON SOLDADURAS

En obras nuevas no se recomienda compartir las tensiones entre remaches y pernos A307 colocados en un grupo único de conectores, y tampoco debería suponerse que los pernos de alta resistencia utilizados en las conexiones de aplastamiento compartan las tensiones cortantes con soldaduras. Sin embargo, debido a la rigidez de la conexión, los pernos de alta resistencia usados en las conexiones del tipo de fricción pueden dimensionarse para trabajar conjuntamente con soldaduras al transmitir tensiones a través de las superficies en contacto, siempre que las soldaduras se efectúen después que los pernos han sido apretados.

Al hacer alteraciones a estructuras existentes, se supone que ya se habrán producido todos los deslizamientos que puedan presentarse en juntas remachadas o en conexiones de aplastamiento efectuadas con pernos de alta resistencia. Por lo tanto, en tales casos se permite el uso de soldaduras para resistir todas las tensiones previstas adicionalmente a las producidas por las cargas permanentes existentes en el momento de efectuar la alteración.

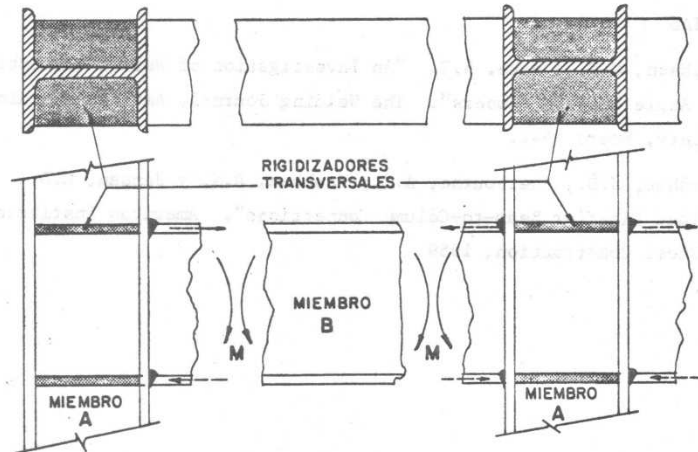


FIGURA C-16.1. DISPOSICION TIPICA DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

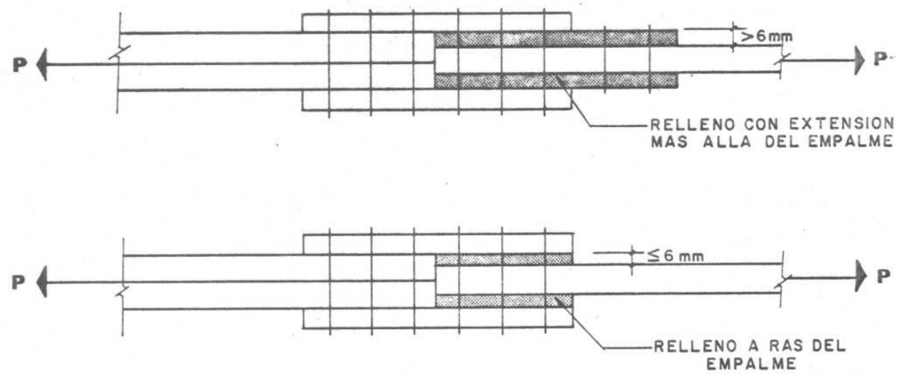


FIGURA C-16.2. ILUSTRACION DEL USO DE LAS PLANCHAS DE RELLENO

REFERENCIAS

16.1 - Gibson, G.T. y Wake, B.T. "An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members". The Welding Journal, American Welding Society, Enero 1942.

16.2 - Graham, J.D.; Sherbourne, A.N.; Knabbaz, R.N. y Jensen, C.D. "Welded Interior Beam-to-Column Connections". American Institute of Steel Construction, 1959.

CAPITULO C-17 REMACHES Y PERNOS

Este Capítulo 17 corresponde enteramente a la Sección 1.16 de las Normas AISC 1975. En la Figura C-17.1 se muestran algunos aspectos referentes a remaches y pernos.

C-17.3 GROSORES DE PRENSADO GRANDES

Los requisitos que establecen una disminución en las tensiones calculadas para remaches y pernos A307 que tengan un grosor de prensado grande, incrementando arbitrariamente su número en una cantidad proporcional al grosor de prensado, no se aplican para los pernos de alta resistencia. Los ensayos de la Ref. 17.1 han demostrado que la resistencia de agotamiento a fuerza cortante de los pernos de alta resistencia con un grosor de prensado de 8 o 9 veces su diámetro, no es menor que la de los pernos similares con grosores de prensado mucho más pequeños.

C-17.4 SEPARACIÓN MÍNIMA

Las recomendaciones para la distancia mínima de separación entre remaches y pernos son dictadas únicamente por la necesidad de contar con el espacio libre requerido para la operación del remachado o empernado durante su instalación.

REFERENCIA

17.1 - Bendigo, R.A.; Hansen, R.M. y Rumpf, J.L. "Long Bolted Joints". Journal of the Structural Division, Vol. 89, Nº ST6, ASCE, Diciembre 1963, págs. 187 - 213.

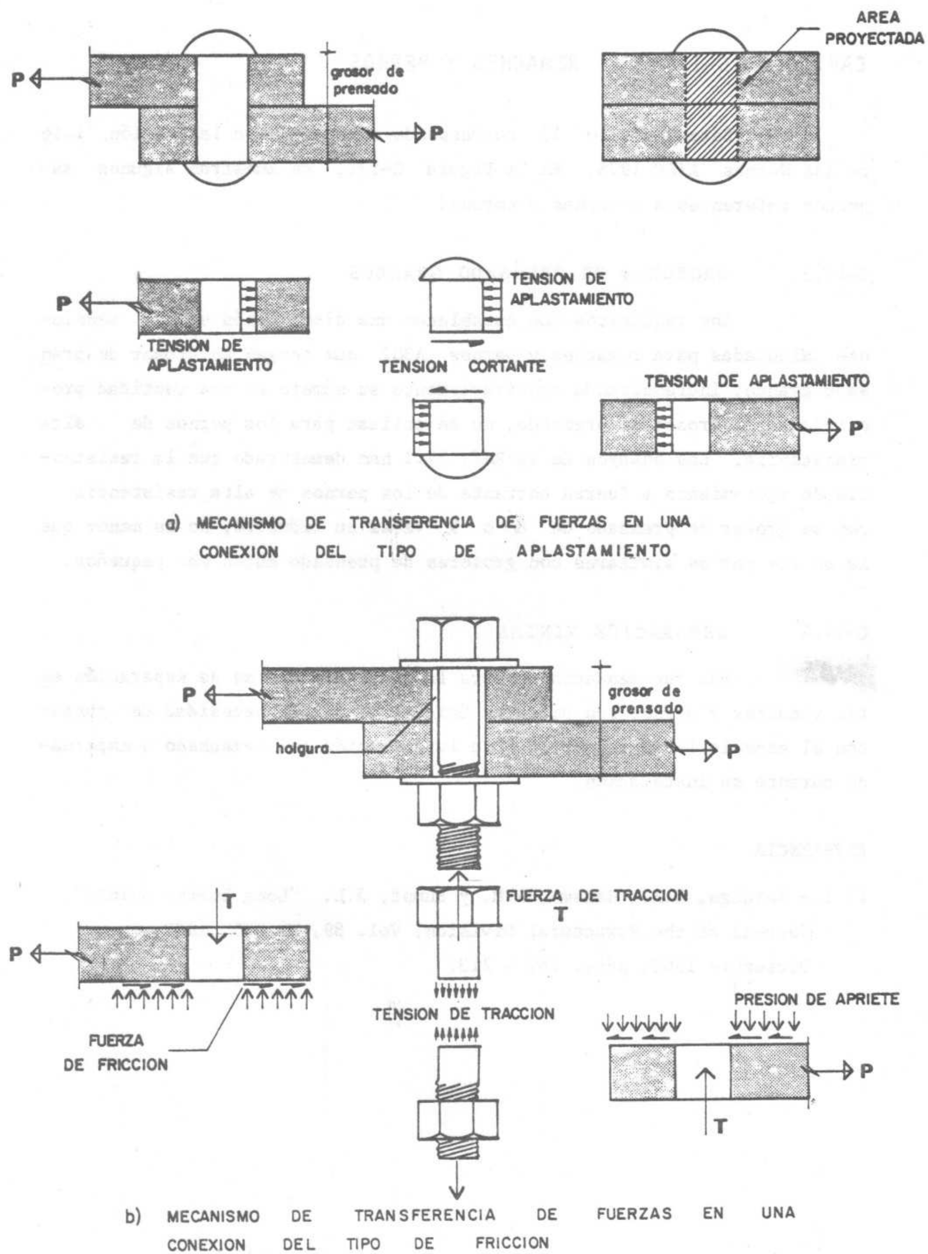


FIGURA C - 17. 1. ASPECTOS REFERENTES A LAS CONEXIONES CON REMACHES Y PERNOS

CAPITULO C-18 SOLDADURAS

Este Capítulo 18 corresponde enteramente a la Sección 1.17 de las Normas AISC 1975. Como una información complementaria se incluyen las Figuras C-18.1 y C-18.2 mostrando algunos detalles referentes a soldaduras.

C-18.1 REQUISITOS PARA LOS SOLDADORES

Estas especificaciones aceptan sin ningún requerimiento adicional las pruebas de capacitación que se prescriben en la Norma COVENIN 504 "Calificación de Procedimientos de Soldaduras y Soldadores" vigente.

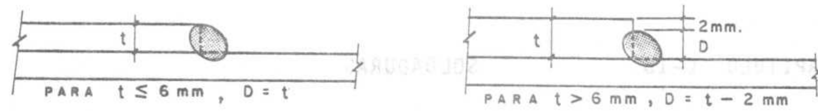
C-18.2 REQUISITOS PARA LOS DETALLES DE UNIONES Y SOLDADURAS

Estas Normas aceptan sin ningún requerimiento adicional los numerosos detalles de uniones y soldaduras ejecutados de acuerdo a las especificaciones de la Norma AWS D1.1-Rev 1-73 "Structural Welding Code" (Código para Soldaduras Estructurales) de la "American Welding Society". Se pueden utilizar otros procedimientos de soldadura, siempre que sean aprobados por el Ingeniero Inspector y sean ejecutados de acuerdo con los requisitos de la norma mencionada. Se recomiendan las Refs. 18.1 y 18.2 como dos textos fundamentales sobre las estructuras soldadas de acero. Además, en la extensa bibliografía del Capítulo C-1 de estas Normas se puede encontrar abundante información acerca de todos los aspectos de las soldaduras.

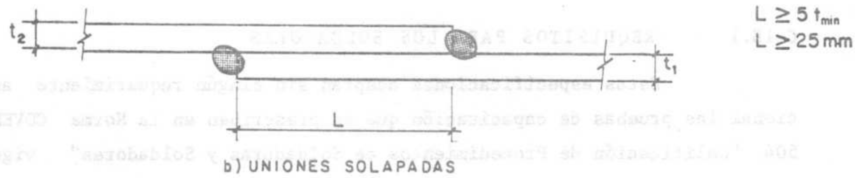
REFERENCIAS

18.1 - Blodgett, Omer W. "Design of Welded Structures". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, 1966, 826 págs.

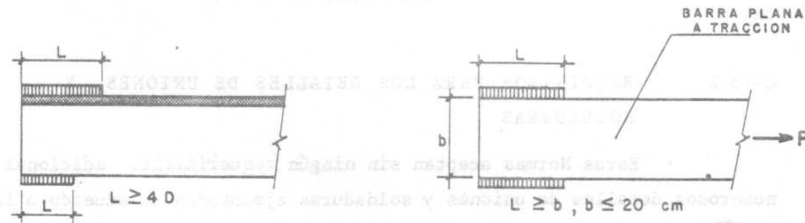
18.2 - The Lincoln Electric Company. "The Procedure Handbook of Arc Welding", 12a ed., Cleveland, Ohio, 1973, 700 págs.



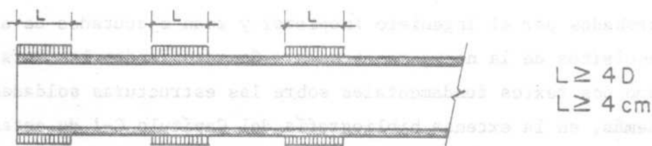
a) TAMAÑOS MAXIMOS EFECTIVOS



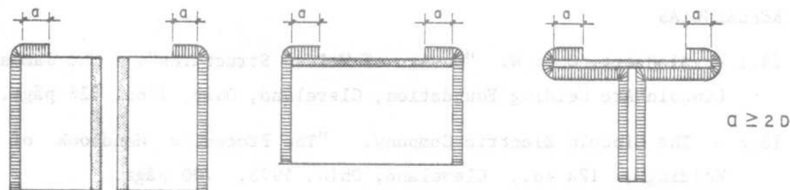
b) UNIONES SOLAPADAS



C) LONGITUD DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

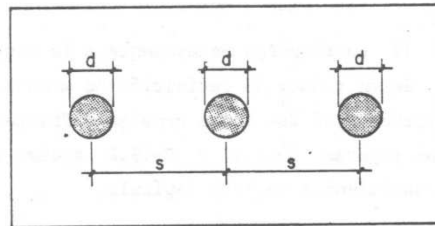


d) SOLDADURAS INTERMITENTES DE FILETE

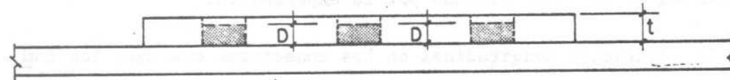


e) REMATES DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

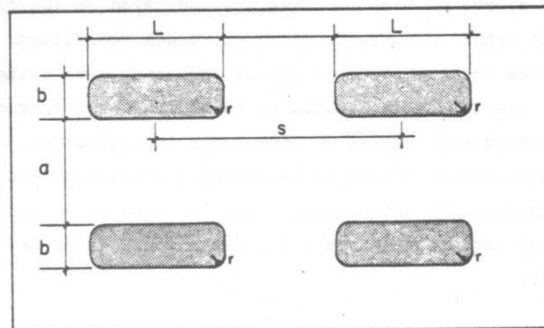
FIGURA C-18.1. REQUISITOS PARA SOLDADURAS DE FILETE



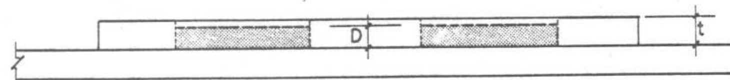
$d \geq t + 8$ mm
$d \leq 2.25\,D$
$s \geq 4d$



a) SOLDADURAS DE TAPON



$L \leq 10D \quad S \geq 2L$
$a \geq 4b \quad r \geq t$
$b \geq t + 8$ mm.
$b \leq 2.25\,D$



PARA $t \leq 16$ mm $\quad D = t$
PARA $t > 16$ mm $\quad D \geq t/2 \geq 16$ mm

b) SOLDADURAS DE CANAL

FIGURA C-18.2. REQUISITOS PARA SOLDADURAS DE TAPON O CANAL

CAPITULO C-19 MIEMBROS COMPUESTOS

Este Capítulo 19 corresponde enteramente a la Sección 1.18 de las Normas AISC 1975. Se introduce la definición de miembros compuestos, de los cuales se exceptúan aquí las vigas armadas definidas y tratadas en el Capítulo 12. Las Figuras C-19.1 y C-19.2 ayudan a una mejor comprensión de los requerimientos de este Capítulo.

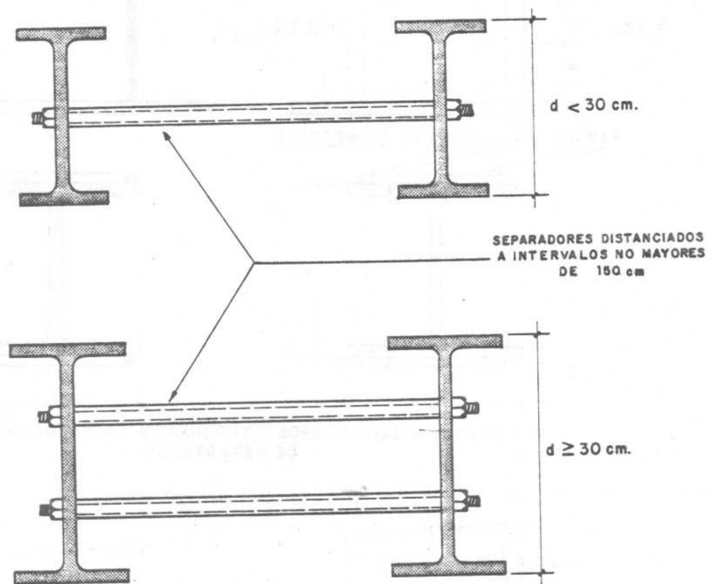
Los requisitos referentes al detallado de los miembros compuestos que no pueden establecerse en función de las tensiones calculadas se fundamentan en el criterio formado por la experiencia.

La separación longitudinal de los conectores que unen los componentes de miembros compuestos comprimidos, tiene que estar limitada de tal manera que el pandeo de los segmentos ubicados entre conectores adyacentes no ocurra bajo una carga menor que la requerida para que el miembro en conjunto alcance su resistencia de agotamiento. Sin embargo, a fin de asegurar un estrecho ajuste en toda la superficie de unión de los componentes diseñados para estar en contacto entre sí, puede necesitarse una separación máxima entre conectores menor que la requerida para evitar el pandeo local. Otras disposiciones basadas en esta última consideración, como las que dan la separación máxima de conectores intermitentes necesarios para unir los componentes separados de miembros compuestos traccionados, son de poca significación estructural. Por lo tanto se permite cierta libertad al aplicar estos requisitos a las dimensiones dadas de un miembro en particular.

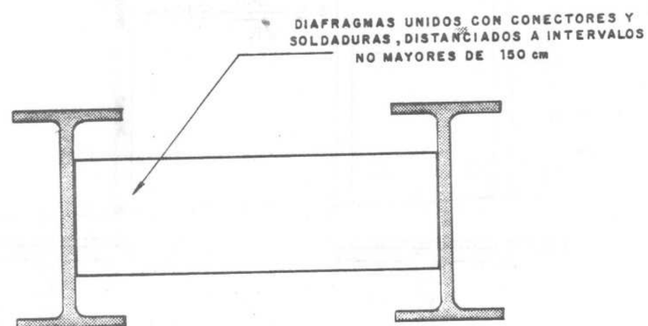
Las especificaciones que controlan el dimensionamiento de planchas de cubierta perforadas están basadas en las extensas investigaciones experimentales de la Ref. 19.1.

REFERENCIA

19.1 - Stang, A.H. y Jaffe, B.S. "Perforated Cover Plates for Steel Columns". Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, 1948.

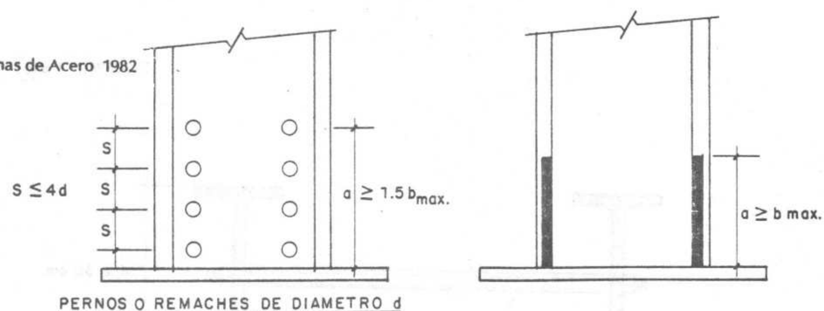


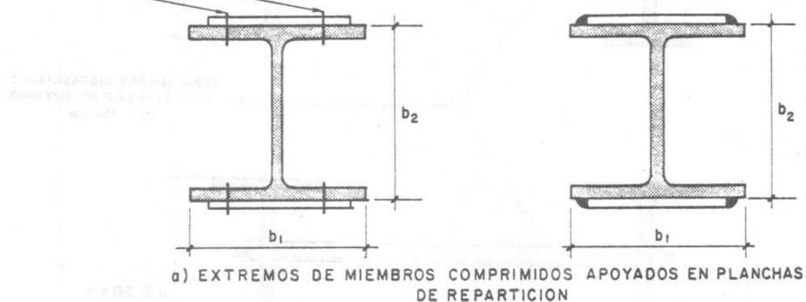
a) CASO DONDE NO SE TRANSMITEN O DISTRIBUYEN CARGAS CONCENTRADAS ENTRE LOS PERFILES COMPONENTES.



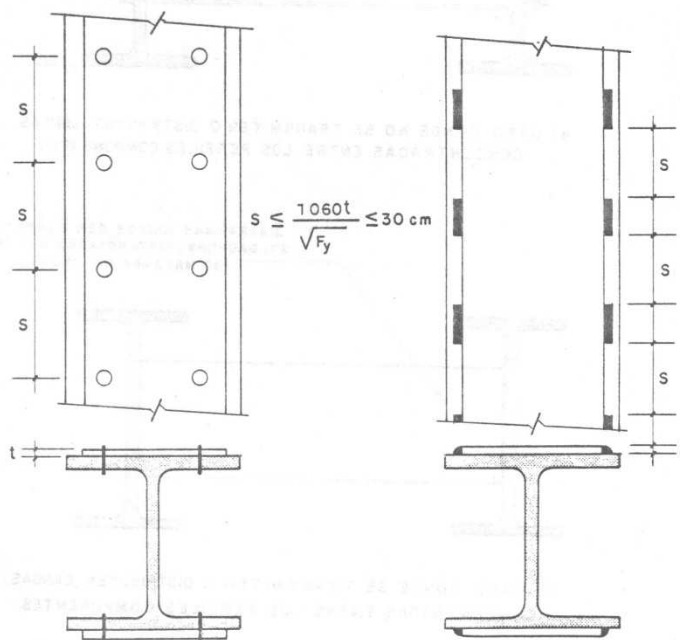
b) CASO DONDE SE TRANSMITEN O DISTRIBUYEN CARGAS CONCENTRADAS ENTRE LOS PERFILES COMPONENTES.

FIGURA C-19.1. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A FLEXION FORMADOS POR VIGAS Y RETICULOS EN CAJON ABIERTO



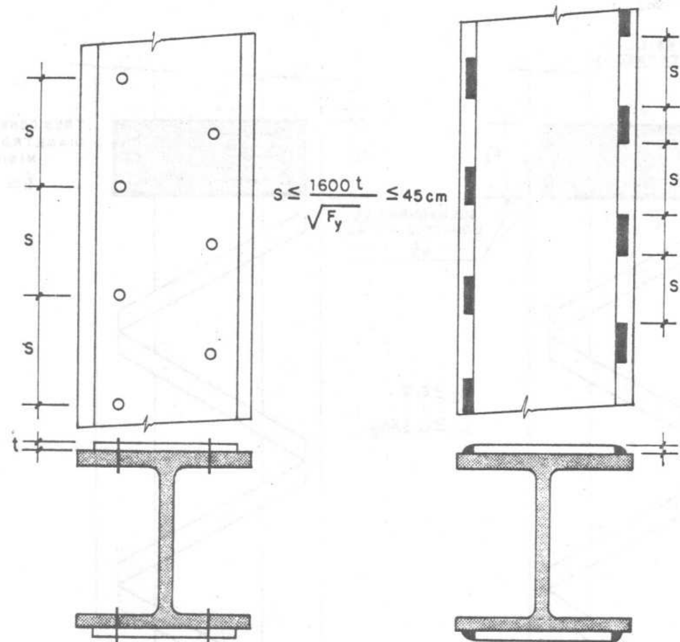


a) EXTREMOS DE MIEMBROS COMPRIMIDOS APOYADOS EN PLANCHAS DE REPARTICION

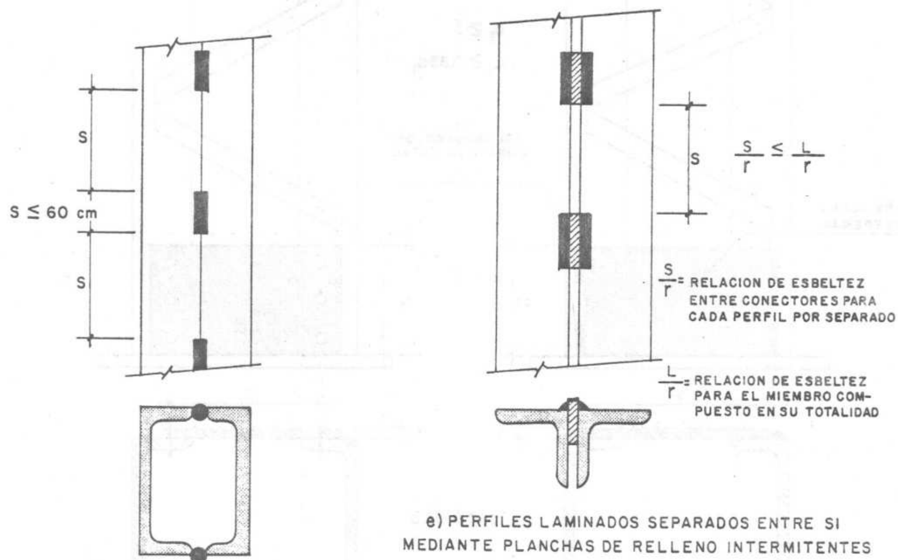


b) CONECTORES INTERMEDIOS O SOLDADURAS INTERMITENTES COLOCADOS EN UNA MISMA LINEA

FIGURA C-19.2 MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION



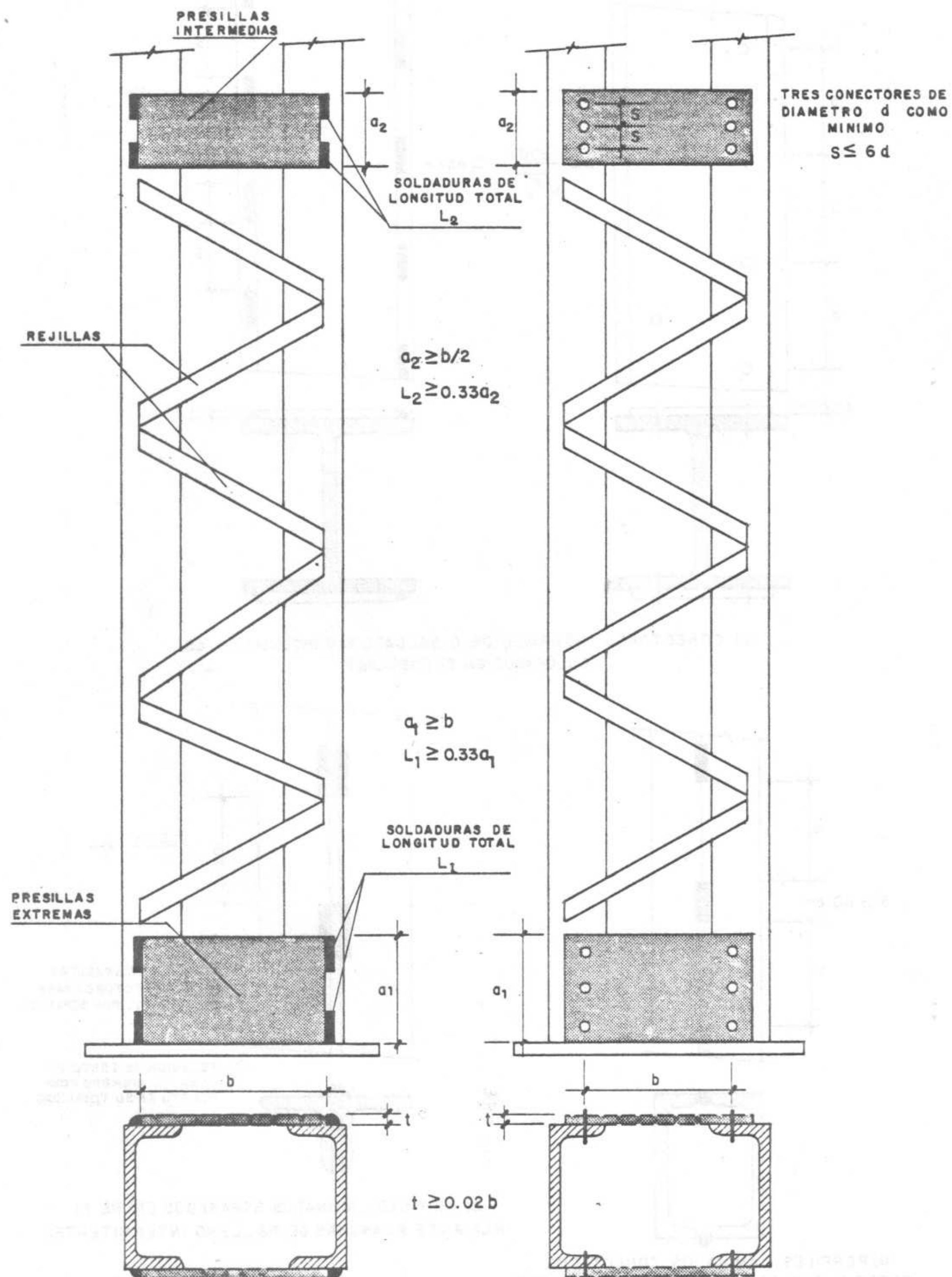
C) CONECTORES INTERMEDIOS O SOLDADURAS INTERMITENTES COLOCADOS EN TRESBOLILLO



e) PERFILES LAMINADOS SEPARADOS ENTRE SI MEDIANTE PLANCHAS DE RELLENO INTERMITENTES

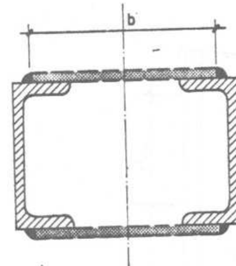
d) PERFILES LAMINADOS CONECTADOS ENTRE SI CON SOLDADURAS INTERMITENTES.

FIGURA C-19.2. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION (CONTINUACION)



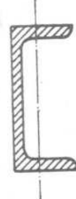
f) REQUISITOS PARA EL USO DE PRESILLAS

FIGURA C-19.2. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION (CONTINUACION)



L = LONGITUD REAL NO ARRIOSTRADA DEL MIEMBRO COMPLETO

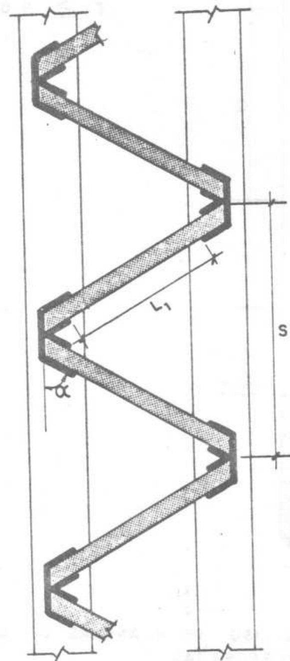
r = RADIO DE GIRO DE LA SECCION TOTAL



S = SEPARACION ENTRE REJILLAS.

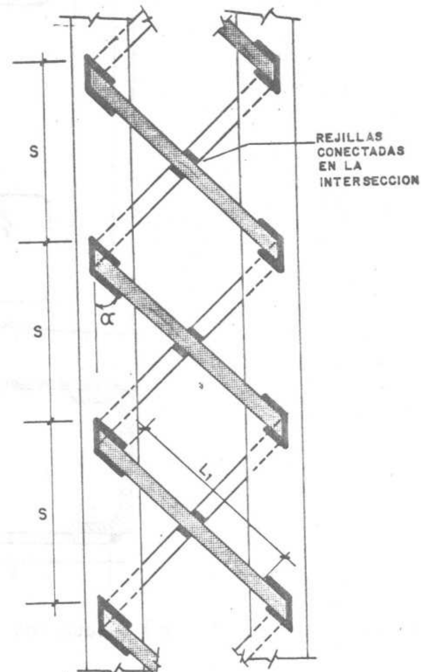
r_f = RADIO DE GIRO DE UN PERFIL INDIVIDUAL POR SEPARADO

$$\frac{S}{r_f} \leq \frac{L}{r}$$



$\frac{L_1}{r_1} \leq 140 \quad L_{ef} = L_1 \quad \alpha \geq 60°$

SISTEMAS DE REJILLA SENCILLA

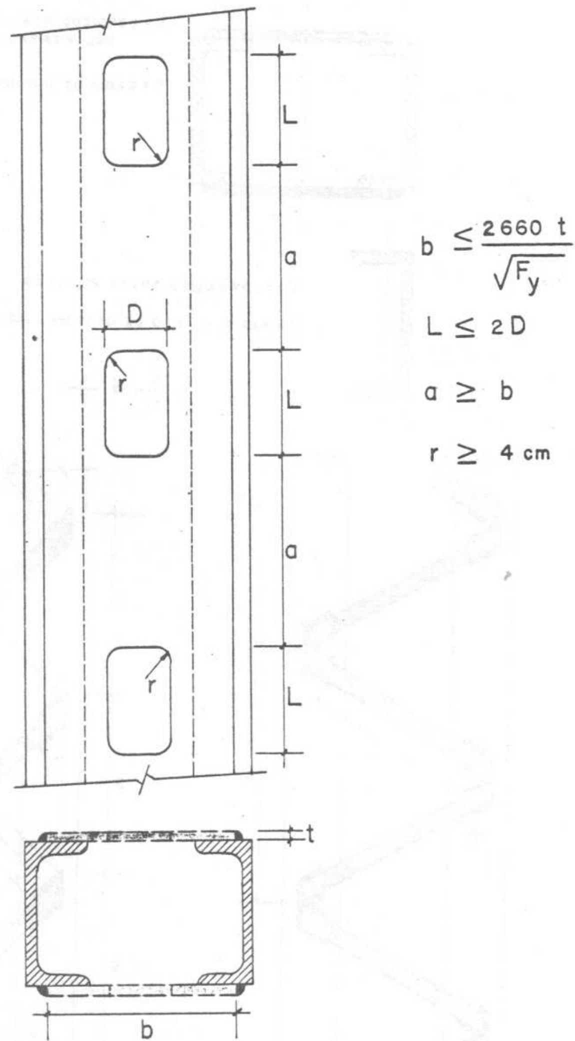


$\frac{L_1}{r_1} \leq 200 \quad L_{ef} = 0.70\, L_1 \quad \alpha \geq 45°$

SISTEMAS DE REJILLA DOBLE

g) REQUISITOS PARA EL USO DE REJILLAS

FIGURA C-19.2. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION (CONTINUACION)



$$b \leq \frac{2660\ t}{\sqrt{F_y}}$$

$$L \leq 2D$$

$$a \geq b$$

$$r \geq 4\ \text{cm}$$

h) REQUISITOS PARA EL USO DE PLANCHAS DE CUBIERTA PERFORADAS

FIGURA C-19.2. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION (CONTINUACION)

CAPÍTULO C-20 BASES DE LAS COLUMNAS

El Capítulo 20 corresponde completamente a las Secciones 1.21 y 1.22 de las Normas AISC 1975.

En las Secciones C-7.5.1 y C-7.11.3 de las normas COVENÍN-MINDUR 1755 "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero" se encuentran recomendaciones útiles para la instalación de los pernos de anclaje así como para las tolerancias en el aplomado.

CAPITULO C-21 FABRICACION

Este Capítulo 21 corresponde enteramente a la Sección 1.23 de las Normas AISC 1975, y se complementa con las prácticas normalizadas de la Ref. 21.1. Un resumen de las actividades de la fabricación se encuentra en la Referencia 21.2.

C-21.1 CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTOS

En los miembros de acero A514 se permite la aplicación de calor para el enderezamiento o la obtención de contraflechas, tal como se hace con los otros aceros. Sin embargo, la temperatura máxima permitida para el enderezamiento del acero A514 es de 600°C, mientras que para los otros aceros es de 650°C.

C-21.5 MONTAJE DE LAS CONSTRUCCIONES REMACHADAS O UNIDAS CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

Se requiere que los pernos de alta resistencia sean apretados a su carga de prueba en el caso de los pernos A325, y a 0.7 veces su resistencia a la tracción en el caso de los pernos A490, aun cuando se utilicen en conexiones para corte del tipo de aplastamiento. El apriete puede lograrse por el método de "rotación de la tuerca", Ref. 21.3 o mediante llaves calibradas. Puesto que el utilizar pernos de alta resistencia en vez de pernos A307 implica en general un número menor de conectores y partes conectadas más rígidas, la fuerza de apriete más grande se recomienda para asegurar un asentamiento firme entre las partes conectadas.

C-21.6 CONSTRUCCIÓN SOLDADA

La variada calidad de aceros que se permite en estas Normas ha creado la necesidad de un control más preciso en las temperaturas de precalentamiento y entrepasadas cuando se suelda. Las reglas dadas reflejan las prácticas actuales indicadas en las especificaciones de la "American Welding Society".

REFERENCIAS

21.1 - Comisión Venezolana de Normas Industriales - Ministerio del Desarrollo Urbano. "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero". COVENIN-MINDUR 1755, 1982, 99 págs. Véase los Capítulos 6 y C-6.

21.2 - "The Art of the Fabricator". Building with Steel. Vol. 8, N° 1, Constrado, Croydon. 1980.

21.3 - Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints. "Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts". AISC, 1974, 20 págs.

CAPITULO C-22 PINTURA EN EL TALLER

Este Capítulo 22 corresponde totalmente a la Sección 1.24 de las Normas AISC 1975.

La pintura en el taller del acero estructural no embutido dentro del concreto no es obligatoria. Las partes de acero que quedarán cubiertas por los acabados de la edificación se pintarán en el taller solamente si así se requiere en los planos y en las especificaciones de la obra. Las condiciones de la superficie de elementos de acero estructural descubiertos al demoler edificaciones con muchos años de construidas, se han encontrado inalteradas desde el momento de su construcción, excepto en sitios aislados donde pueden haber ocurrido filtraciones. Donde no se eliminaron las filtraciones, la presencia o la ausencia de una capa de pintura dada en el taller tuvo poca influencia, véase la Ref. 22.1.

Estas Normas no definen el tipo de pintura a utilizarse cuando se requiere una capa en el taller. Las condiciones de exposición y las preferencias individuales en relación al acabado de la pintura son los factores que tienen importancia en la selección de la imprimación apropiada, por lo que no bastaría una reglamentación única. Véase la Ref. 22.2, tratado muy amplio sobre este tema.

REFERENCIAS

22.1 - Bigos, J.; Smith, G.W.; Ball, E.F. y Foehl, P.J. "Shop Paint and Painting Practice". Proceedings AISC National Engineering Conference, 1954.

22.2 - Steel Structures Painting Council. "Steel Structures Painting Manual. Vol. 2. Systems and Specifications". SSPC, Pittsburgh, 1973, 351 págs.

CAPITULO C-23 CONSTRUCCION

El Capítulo 23 corresponde completamente a la Sección 1.25 de las Normas AISC 1975, y contiene únicamente principios generales.

Muchas de las numerosas precauciones, detalles y recomendaciones a cumplir metódicamente para lograr el montaje y construcción idóneos de las estructuras de acero se hallan en los extensos Capítulos 7 y C-7 de las normas COVENIN-MINDUR 1755, "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero", vigentes.

Cabe señalar que esos dos capítulos, versiones elaboradas de los originales del Código de Prácticas AISC 1976, constituyen prácticamente la única literatura especializada disponible actualmente. En efecto, sólo se ha podido encontrar un texto dedicado a la construcción de estructuras de acero, el de Rapp, Ref. 23.1, el cual describe también las grúas y las herramientas necesarias. Ante esta desventaja y reto que enfrenta el ingeniero hispanoamericano, junto a nuestra falta de experiencia en las complejas y precisas construcciones metálicas, se recomienda la lectura detenida y constante de las revistas periódicas, por su gran variedad de casos y soluciones prácticas planteadas, Refs. 1.101 a 1.107. Sobre la normativa es útil la Ref. 23.2, pues recopila todas las normas venezolanas para la industria de la construcción y las relaciona recíprocamente con las ASTM.

REFERENCIAS

23.1 - Rapp, William G. "Construction of Structural Steel Building Frames", 2a ed., J. Wiley, 1980, 400 págs.

23.2 - Marín, J.; Carvajal, O.; Garwacki, A. "Normas Venezolanas para la Industria de la Construcción y sus Referencias Recíprocas". Boletín Técnico del IMME N° 65, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, julio-diciembre 1979, págs. 57 - 97.

CAPITULO C-24 CONTROL DE CALIDAD

Este Capítulo 24 corresponde esencialmente a la Sección 1.26 de las Normas AISC 1975, y se complementa con los requisitos contenidos en el Capítulo 8 de las normas COVENÍN-MINDUR 1755, "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero".

El acero que requiera tener una tensión cedente por encima de 2500 kgf/cm^2 debe estar marcado en todo momento, tanto en la planta de laminación como en el taller del fabricante, de manera que se pueda identificar la especificación y el grado ASTM a los cuales se ajusta.

PARTE 3 DISEÑO PLASTICO

CAPITULO C-25 REQUISITOS PARA EL DISEÑO PLASTICO

Este Capítulo 25 forma la Parte 3 de estas Normas y comprende los aspectos referentes al Diseño Plástico. En él se han agrupado las Secciones 2.1 a 2.10 de la Parte 2 de las Normas AISC 1975, a las cuales corresponde completamente.

C-25.1 VALIDEZ Y ALCANCE

La resistencia de agotamiento de un miembro compacto sometido a flexión es mayor que su resistencia en la cedencia inicial, y este exceso se mide por el factor de forma ζ de su sección transversal. Un miembro no compacto, que cumple los requisitos del Capítulo 11 pero no los del Artículo 2.7, debido al pandeo, usualmente tiene poca reserva de resistencia más allá de la tensión cedente especificada. Por lo tanto, para tales miembros puede decirse que el factor de forma efectivo es 1.0.

La mayor resistencia a flexión de las secciones compactas se reconoce en la Parte 2 de estas Normas incrementando a 0.66 F_y la tensión admisible a flexión. Siguiendo el mismo razonamiento, el factor de carga lógico para vigas diseñadas plásticamente está dado por la expresión:

$$F = \frac{F_y}{0.66\,F_y}\,\zeta$$

Para los perfiles compactos contemplados en las tablas de la Ref. 25.1, el valor de ζ varía entre 1.10 y 1.23, con una distribución estadística que tiene una moda de 1.12. Por lo tanto, el factor de mayoración correspondiente debe variar entre 1.67 y 1.86, con una moda de 1.70. Este factor es consistente y corresponde mejor con el factor de seguridad inherente a las tensiones admisibles para los miembros traccionados y las vigas armadas de gran altura. El factor de mayoración de cargas especificado de

1.7 es comparable al factor de seguridad básico de 1.67 implícito en el diseño mediante tensiones admisibles. Las investigaciones expuestas en la Ref. 25.2 han permitido una mejor comprensión del agotamiento resistente de las columnas fuertemente cargadas y sometidas simultáneamente a momentos flectores, justificándose el uso del mismo factor de mayoración que para los miembros sometidos a flexión únicamente.

En correspondencia con el incremento del 33 por ciento permitido en el Artículo 7.6 para las tensiones admisibles cuando son debidas a cargas de viento o sismo, actuando solas o en combinación con las cargas permanentes y variables de diseño, el factor de mayoración en estos casos es de 1.3.

Fundamentándose en una serie de investigaciones aún en progreso en la Universidad de Lehigh sobre edificaciones de varios pisos, Refs. 25.3 y 25.4, la aplicación de los requisitos de estas Normas permite el diseño completo de pórticos rígidos planos, arriostrados o nó, para edificios de gran altura. Se han desarrollado procedimientos sistemáticos para el uso del diseño plástico en el dimensionamiento de los miembros de estos pórticos, véase las Refs. 25.5 y 25.9.

C-25.3 CRITERIOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE AGOTAMIENTO

Mientras que en los edificios de altura moderada la resistencia al viento o sismo puede proveerse mediante muros estructurales de concreto o mampostería, los cuales también contribuyen a la estabilidad de la estructura en conjunto ante las cargas gravitacionales permanentes y variables mayoradas, en los edificios más altos esta resistencia debe suministrarse solamente con la estructura de acero, pudiéndose lograr de dos maneras: utilizando un sistema de arriostramientos o dotando al edificio de pórticos rígidos resistentes a momentos.

En las estructuraciones resistentes a momentos y diseñadas de acuerdo a los requisitos establecidos en la Parte 2 de estas Normas, la

resistencia necesaria ante cargas laterales es proporcionada por la capacidad resistente a flexión de las vigas y columnas conectadas rígidamente entre sí. La distribución de los momentos flectores se basa en la hipótesis de un comportamiento estructural totalmente elástico, y la resistencia de las columnas se calcula con una longitud efectiva no arriostrada que es generalmente mayor que la longitud no arriostrada real.

C-25.3.1 ESTABILIDAD DE LOS PÓRTICOS ARRIOSTRADOS

Se establece la limitación de $0.85\ P_y$ para la fuerza axial como una manera sencilla de compensar los posibles efectos desfavorables siguientes, véase el Capítulo 10 de la Ref. 25.6:

a) Pérdida de rigidez debido a las tensiones residuales.

b) Efecto de los momentos secundarios $P\Delta$ sobre el sistema de arriostramiento vertical.

c) Efecto del pandeo lateral-torsional.

C-25.4 COLUMNAS

Las Fórmulas (25-2) y (25-3) son similares a las Fórmulas (8-1a) y (8-1b) de la Parte 2 de estas Normas, salvo que se han expresado en función de las cargas y los momentos mayorados en lugar de las tensiones admisibles bajo las cargas de servicio, véase la Sección 4.3 de la Ref. 25.3. Como en el caso de las Fórmulas (8-1a) y (8-1b), la carga crítica P_{cr} se calcula tomando como base la mayor de las relaciones de esbeltez para cualquier longitud no arriostrada dada, véase la Sección 4.4 de la Ref. 25.3.

Se considera que una columna está completamente arriostrada si la relación de esbeltez L/r_y entre las secciones arriostradas es menor o igual que la especificada en el Artículo 25.9. En el Artículo 25.9 del Apéndice A se dan los valores límites de L/r_y para los cuatro valores más típicos de la tensión cedente, en función de la relación entre los momentos extremos.

Cuando la relación L/r_y de un miembro flectado alrededor de su eje de mayor inercia excede el límite especificado en el Artículo 25.9, su capacidad de rotación puede deteriorarse por la influencia combinada de las deformaciones laterales y torsionales, hasta tal punto que no se puede contar con la formación de rótulas plásticas dentro del miembro. Sin embargo, si el valor calculado del momento máximo aplicado M es suficientemente pequeño para que se cumplan las limitaciones establecidas por las Fórmulas (25-2) y (25-3), el miembro tendrá resistencia suficiente para trabajar en una junta donde la acción requerida de rótula plástica la da otro miembro que incide en la junta. La capacidad resistente a flexión se reduce introduciendo en la Fórmula (25-2) el valor de M_m calculado con la Fórmula (25-4).

La Fórmula (25-4), que se desarrolló empíricamente basándose en la observación de ensayos, suministra un valor aproximado del momento crítico de pandeo lateral, en ausencia de carga axial, para el caso donde $M_1/M_2 = -1.0$. Para otros valores de la relación M_1/M_2, se provee el ajuste conveniente utilizando el valor apropiado de α_m definido en el Artículo 8.1. Esta fórmula ha de ser utilizada solamente en combinación con la Fórmula (25-2).

Se supone que las estructuras espaciales que contienen pórticos rígidos planos diseñados plásticamente están soportadas lateralmente contra los desplazamientos horizontales perpendiculares a estos pórticos. Dependiendo de otras condiciones de restricción, en la Tabla C-25.1 se indican los criterios para determinar los valores adecuados de P_{cr}, P_e y M_m en columnas diseñadas plásticamente, orientadas para resistir la flexión alrededor de su eje de mayor inercia. En cada caso L es la distancia entre secciones de soporte lateral correspondiente a r_x o r_y, según sea aplicable. Los valores de k se controlan mediante las disposiciones del Artículo 10.3.

TABLA C-25.1 Criterios para Evaluar P_{cr}, P_e y M_m

	Pórticos planos arriostrados	Pórticos planos no arriostrados de uno y dos pisos
P_{cr}	Usar la relación mayor, L/r_y ó L/r_x	Usar la relación mayor [1] L/r_y ó kL/r_x
P_e	Usar L/r_x	Usar [1] kL/r_x
M_m	Usar L/r_y	Usar L/r_y

[1] Se supone que las almas de las columnas están contenidas en el plano del pórtico.

C-25.5 FUERZAS CORTANTES

Utilizando el criterio de Von Mises, la tensión promedio a la cual un alma no reforzada cedería totalmente en corte puro puede ser expresada como $F_y/\sqrt{3}$. Se ha observado que la resistencia de agotamiento a flexión de una viga de sección I no se reduce apreciablemente hasta que ocurre la cedencia en corte en toda la altura efectiva, véase el Artículo 6.1 de la Ref. 25.6. Esta altura puede tomarse como la distancia entre los baricentros de sus alas, la cual es aproximadamente 0.95 veces la altura real. Por lo tanto, la fuerza cortante de agotamiento que puede resistir el alma está dada por:

$$V_u = \frac{F_y}{\sqrt{3}} t_w \; 0.95 \, d = 0.55 \, F_y \, t_w \, d$$

Las tensiones cortantes son generalmente elevadas dentro de los contornos de una conexión rígida de dos o más miembros cuyas almas estén contenidas en un mismo plano. Suponiendo por simplicidad que el momento M, indicado en la Figura C-25.1, ha de ser resistido por un par de fuerzas concentradas en los baricentros de las alas de la viga, la fuerza cortante generada en el alma de la conexión viga-columna puede calcularse mediante:

$$V = \frac{M}{0.95\ d_b}$$

Cuando el alma cede en corte debe cumplirse que:

$$V = V_u = 0.55\ F_y\ t_w\ d_c$$

Combinando las expresiones anteriores resulta:

$$0.55\ F_y\ t_w\ d_c = \frac{M}{0.95\ d_b}$$

Por lo tanto, el espesor requerido para el alma será:

$$t_w \geq \frac{1.9\ M}{A_{bc}\ \ F_y}$$

en donde A_{bc} es el área del panel de alma definida por el producto $d_b\ d_c$. Si el espesor t_w de este panel es menor que el dado por la fórmula anterior, la deficiencia puede compensarse con un par de rigidizadores diagonales o bien mediante una plancha de refuerzo en contacto con el alma, soldada en todo su contorno a las alas de la columna y a los rigidizadores horizontales.

C-25.6 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

Cuando se conectan rígidamente las alas de una viga a las de una columna situada de tal manera que sus almas estén en un mismo plano, suelen necesitarse rigidizadores alineados con las alas de la viga, como

se indica en la Figura C-25.1, a fin de evitar el aplastamiento local del alma de la columna frente al ala comprimida de la viga. También puede necesitarse un rigidizador alineado con el ala traccionada de la viga para proteger la soldadura que une las dos alas, pues de lo contrario la tensión en la soldadura puede ser demasiado grande en la región del alma de la viga, debido a falta de rigidez a flexión en el ala de la columna. Puesto que el diseño de los rigidizadores se basa en igualar la capacidad de agotamiento resistente a la flexión del miembro soportante con el momento plástico aplicado por el miembro soportado, las Fórmulas (16-1), (16-2), (16-3) y (16-4) son aplicables tanto en el diseño por tensiones admisibles como en el diseño plástico.

Cuando se requieren rigidizadores, puede ser ventajoso colocar planchas verticales paralelas al alma y separadas de ésta como una alternativa a la solución usual de colocar un par de rigidizadores horizontales, tal como se indica en la Figura C-25.2.

C-25.7 MÁXIMAS RELACIONES ANCHO/ESPESOR

Para extender los requisitos del diseño plástico a los aceros con una tensión cedente mayor de 2500 kgf/cm^2 se han necesitado extensas investigaciones para definir límites a las relaciones ancho/espesor de las alas y del alma, por debajo de los cuales se pueden obtener amplias rotaciones de las articulaciones plásticas sin reducción del valor de M_u por efectos del pandeo local, véase el Artículo 6.2 de la Ref. 25.6. Estos estudios han demostrado que la relación ancho/espesor límite no es exactamente proporcional al factor $1/\sqrt{F_y}$, aunque la discrepancia no es grande cuando se aplica ese factor dentro del intervalo de tensiones cedentes permitidas en estas Normas. Las expresiones que incluyen otros factores pertinentes al problema son complejas e implican el uso de propiedades mecánicas que aún no han sido definidas claramente. En el Artículo 25.7 se tabulan los valores límites de las relaciones ancho/espesor de las alas para los grados de acero aprobados en estas especificaciones.

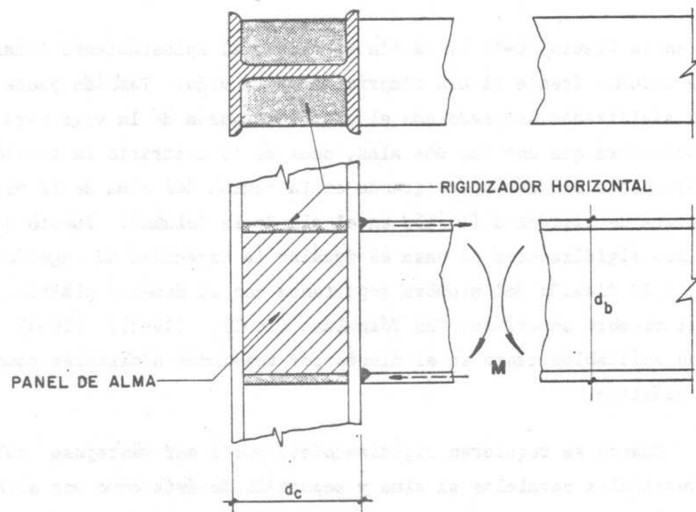


FIGURA C-25.1. DELIMITACION DEL PANEL DE ALMA EN UNA CONEXION RIGIDA CUYAS ALMAS ESTAN CONTENIDAS EN UN MISMO PLANO

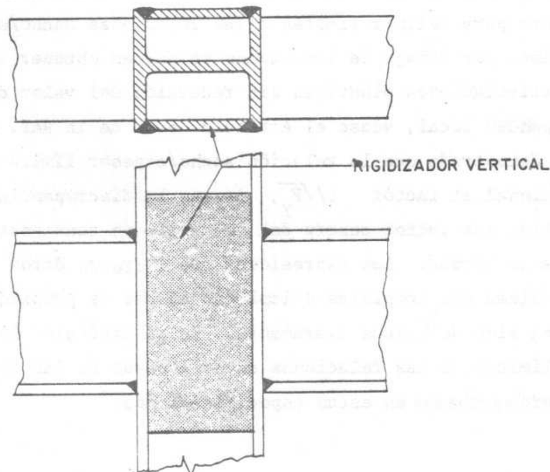


FIGURA C-25.2. UTILIZACION DE PLANCHAS VERTICALES COMO RIGIDIZADORES

Las Fórmulas (25-6a) y (25-6b) establecen los valores límites de las relaciones ancho/espesor de las almas. La Fórmula (25-6a) es idéntica a la (7-4a) de la Parte 2 de estas Normas, excepto que se expresa en función de las cargas mayoradas en vez de las tensiones admisibles correspondientes a las cargas de servicio.

C-25.8 CONEXIONES

Las conexiones localizadas fuera de las regiones donde se formarían rótulas plásticas bajo las cargas de agotamiento, pueden tratarse de la misma manera que las conexiones similares en estructuras diseñadas de acuerdo con los requisitos de la Parte 2 de estas Normas. Puesto que las fuerzas y momentos que se han de resistir serán los correspondientes a las cargas mayoradas, las tensiones admisibles utilizadas para dimensionar partes de las conexiones pueden tomarse como 1.7 veces las dadas en los Capítulos 7 y 8.

El mismo procedimiento anterior es válido para dimensionar conexiones localizadas en las zonas en que se formarán rótulas plásticas. Las conexiones requeridas para resistir fuerzas y momentos debidos a la combinación de las cargas permanentes y variables con viento o sismo, mayorada por 1.3, y dimensionadas en base a las tensiones límites iguales a 1.7 veces las dadas en los Capítulos 7 y 8, equiparan la resistencia de la estructura con la de sus conexiones, siempre que éstas sean adecuadas para resistir las cargas permanentes y variables actuando solas y mayoradas por 1.7.

La relación ancho/espesor y la longitud no arriostrada de todas las partes de las conexiones que estarán sometidas a tensiones de compresión en zonas de formación de rótulas plásticas, tienen que cumplir los requisitos dados en la Parte 2 de estas Normas, y no pueden utilizarse bordes cizallados ni agujeros punzonados en las partes de la conexión sometidas a tracción.

Cuando una conexión acartelada se dimensiona elásticamente para los momentos actuantes dentro de su longitud, puede lograrse cierta economía si se analiza la estructura contínua de la que forma parte como un mecanismo que tiene una rótula plástica en el extremo angosto de la cartela, en lugar de colocarla en la intersección de los miembros conectados, véase el Capítulo 8 de la Ref. 25.6.

Los ensayos de la Ref. 25.7 han demostrado que los empalmes efectuados con pernos de alta resistencia son capaces de desarrollar el momento de agotamiento M_u de la sección transversal total de la parte conectada. En la Ref. 25.8 también se ha demostrado que las conexiones viga-columna que incluyen el uso de elementos soldados o fijados mecánicamente, en lugar de soldaduras de ranura de penetración completa hechas en la sección transversal total del miembro, no sólo son capaces de desarrollar el momento M_u del miembro sino que, además, la rotación resultante en la rótula plástica puede invertirse varias veces sin que se produzca la falla.

C-25.9 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

Las partes de los miembros que requerirían girar inelásticamente como rótulas plásticas al convertirse la estructura continua en un mecanismo bajo la carga de agotamiento, necesitan más arriostramiento que las partes similares de las estructuras continuas proyectadas de acuerdo con el diseño elástico. Dichas partes no sólo tienen que alcanzar la tensión cedente para un factor de mayoración de 1.7, sino también deben deformarse inelásticamente para proveer el giro necesario de la rótula. Esto no es cierto en la última rótula que se forma, ya que se supone que se ha alcanzado la carga mayorada cuando esta rótula comienza a girar. Cuando la flexión ocurre alrededor del eje de mayor inercia, todo miembro de sección en forma de I tiende a pandearse fuera del plano de flexión, por lo que se necesita un arriostramiento lateral. La misma tendencia se presenta en los miembros altamente solicitados de las estructuras diseñadas elásticamente y en las partes alejadas de las rótulas de estructuras diseñadas

plásticamente, pero en estos casos el problema es menos grave ya que no se presentan rotaciones plásticas.

Las Fórmulas (25-7a) y (25-7b) son expresiones empíricas que se ajustan aproximadamente a los resultados de las investigaciones, véase el Artículo 6.3 de la Ref. 25.6.

REFERENCIAS

25.1 - American Institute of Steel Construction. "Manual of Steel Construction". 7a. ed., AISC, New York, 1973.

25.2 - Van Kuren, R.C. y Galambos, T.V. "Beam Column Experiments". Journal of the Structural Division, Vol. 90, Nº ST2, ASCE, Abril 1964, págs. 223 - 256.

25.3 - Driscoll, G.C. et al. "Plastic Design of Multi-Story Frames - Lecture Notes". Fritz Engineering Laboratory Report Nº 273.20, Lehigh University, Bethlehem, 1965.

25.4 - Driscoll, G.C. "Lehigh Conference on Plastic Design of Multi-Story Frames - A Summary". Engineering Journal, Vol. 3, Nº 2, AISC, Abril 1966, págs. 57 - 66.

25.5 - American Iron and Steel Institute. "Plastic Design of Braced Multistory Steel Frames". AISI, New York, 1968, 111 págs.

25.6 - Joint Committee of the Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers. "Plastic Design in Steel - A Guide and Commentary". 2a. ed., Manuals and Reports on Engineering Practice Nº 41, ASCE, 1971, 336 págs.

25.7 - Douty, R.T. y McGuire, W. "High Strength Bolted Moment Connections". Journal of the Structural Division, Vol. 91, Nº ST2, ASCE, Abril 1965, págs. 101 - 128.

25.8 - Popov, E.P. y Pinkney, R.B. "Behavior of Steel Building Connections Subjected to Inelastic Strain Reversals". Bulletins Nº 13 y 14, AISI, Noviembre 1968.

25.9 - Lu, L-W. "Design of Braced Multi-Story Frames by the Plastic Method". Engineering Journal, Vol. 4, Nº 1, AISC, Enero 1967, págs. 1 - 9.

APENDICES

El Apéndice A corresponde esencialmente al Apéndice A de las Normas AISC 1975, encontrándose tabuladas las tensiones admisibles y los valores límites pertinentes a las calidades de acero F_y iguales a 2500, 3000, 3500 y 4200 kgf/cm^2, usuales en el país.

El Apéndice B corresponde enteramente a su sinónimo en las Normas AISC 1975, dedicado a la fatiga.

El Apéndice C corresponde completamente al mismo de las Normas AISC 1975, donde se detallan las disposiciones particulares a los miembros esbeltos comprimidos.

Estos tres apéndices no tienen en estas Normas comentario, tal como en las AISC, siguiendo a continuación el Apéndice C-D como el Comentario al Apéndice D del Articulado.

El Apéndice E de estas Normas, Nomenclatura y Definiciones, no tiene correspondiente en las AISC, y está compuesto por 108 definiciones básicas, acompañadas con las palabras inglesas equivalentes. En su Comentario, Apéndice C-E, la lista de las referencias consultadas forma una valiosa bibliografía especializada en el vocabulario internacional de las estructuras metálicas.

APENDICE C-D MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE

Este Apéndice D corresponde enteramente al Apéndice D de las Normas AISC 1975, el cual comprende exclusivamente los aspectos del diseño de miembros de altura variable linealmente que son particulares a éstos. Para otros criterios de diseño no cubiertos específicamente en este Apéndice véanse las recomendaciones apropiadas de la Parte 2 de estas Normas.

C-D2 TENSIONES ADMISIBLES EN COMPRESIÓN

El criterio para formular la tensión admisible en compresión $F_{a\gamma}$ de las columnas de sección variable linealmente, se fundamenta en el concepto de que la tensión crítica para tales miembros comprimidos axialmente es igual a la correspondiente para una columna prismática de longitud diferente, pero cuya sección transversal es igual a la del extremo menor de la columna de sección variable. Este planteamiento ha dado como resultado el uso de un factor de longitud efectiva equivalente k_γ para los miembros de sección variable linealmente sometidos a compresión axial, véase la Ref. D.1. Este factor, utilizado para determinar el valor de λ_γ en las Fórmulas (D2-1) y (D2-2), puede ser calculado con precisión en los pórticos rígidos rectangulares y simétricos, formados por vigas prismáticas y columnas de sección variable linealmente. Con algunas modificaciones en las hipótesis, estos pórticos pueden servir de modelo matemático para determinar con suficiente exactitud la influencia de la rigidez de los miembros que restringen los extremos de una columna de sección variable linealmente, es decir, $\Sigma(I/L)_b$. A partir de las Fórmulas (D2-1) y (D2-2), la carga crítica puede expresarse como:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_o}{(k_\gamma L)^2}$$

en donde I_o es el momento de inercia en el extremo menor de la columna. El factor k_γ puede obtenerse interpolando en el gráfico apropiado de

las Figuras C-D.1 a C-D.4, de acuerdo al valor del coeficiente de variación de altura de la sección γ y a los factores correspondientes a las restricciones en los extremos ψ_T y ψ_B. Para el cálculo de estos factores, la columna de sección variable linealmente se considera como un miembro prismático de momento de inercia I_o, correspondiente al calculado en el extremo menor, y de longitud L igual a su longitud real. Para calcular el factor modificador de la columna en el extremo que se considera, la rigidez I_o/L asignada a la columna se divide entre la rigidez de los miembros que la restringen en ese extremo. En la Figura C-D.5 se señalan algunos casos típicos.

Debe notarse en los gráficos mencionados que los valores de k_γ representan los efectos combinados de la variación de la altura de la sección transversal de la columna y de las restricciones en sus extremos. Para el caso en que γ es igual a cero, k_γ se convierte en el factor de longitud efectiva k de las columnas prismáticas, pudiendo determinarse con el nomograma de la Figura C-10.2. Cuando las vigas que restringen a la columna son también de altura variable linealmente, puede aplicarse el procedimiento utilizado en la Ref. D.1 o k_γ puede estimarse con los gráficos comentados.

C-D.3 TENSIONES ADMISIBLES EN FLEXIÓN

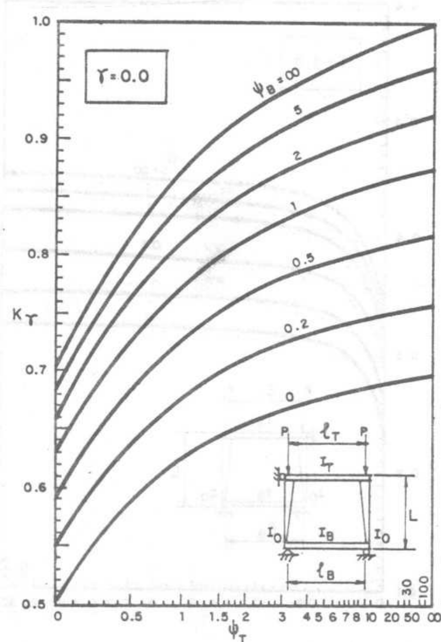
El tratamiento de las tensiones admisibles en flexión para vigas de altura variable linealmente concuerda estrechamente con el de las vigas prismáticas. El concepto básico consiste en reemplazar una viga de altura variable linealmente por una viga prismática equivalente de longitud diferente, pero con una sección transversal igual a la del extremo menor de aquélla, véase la Ref. D.1. Este concepto ha llevado al uso de los factores modificadores de longitud ϕ_v y ϕ_w, incluidos en las Fórmulas (D3-1) y (D3-2). Estas fórmulas están basadas en la resistencia total al pandeo lateral, utilizando tanto la resistencia a la torsión de Saint-Venant como la de alabeo. El factor α_γ modifica la tensión admisible básica $F_{b\gamma}$ para tomar en cuenta el gradiente de momentos y

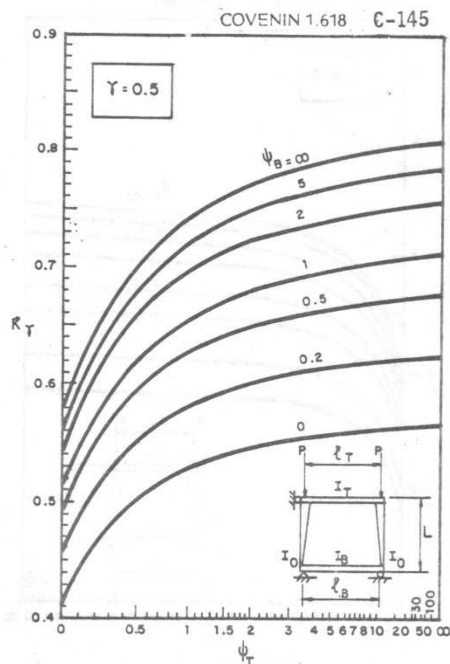
la restricción lateral que ejercen los segmentos adyacentes. En los miembros que son contínuos más allá de los soportes laterales se aplican usualmente las categorías a, b y c del Artículo D3 para determinar α_γ. Sin embargo, debe notarse que éstas son válidas solamente cuando la fuerza axial es pequeña y los segmentos adyacentes no arriostrados son aproximadamente de igual longitud. Para un miembro aislado, o para segmentos que no corresponden con ninguna de las categorías a, b, c y d, el valor recomendado para α_γ es la unidad. El valor de α_γ debe tomarse también como la unidad cuando se calcula el valor de $F_{b\gamma}$ que se usa en la Fórmula (D4-1a), ya que el efecto del gradiente de momentos se tiene en cuenta mediante el factor α_m. En la Ref. D.2 se encuentran los fundamentos de este Artículo.

REFERENCIAS

D.1 - Lee, G.C.; Morrell, M.L. y Ketter, R.L. "Design of Tapered Members". Bulletin N° 173, Welding Research Council, Junio 1972, 32 págs.

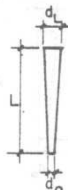
D.2 - Morrell, M.L. y Lee, G.C. "Allowable Stress for Web-Tapered Beams with Lateral Restraints". Bulletin N° 192, Welding Research Council, Febrero 1974, 12 págs.





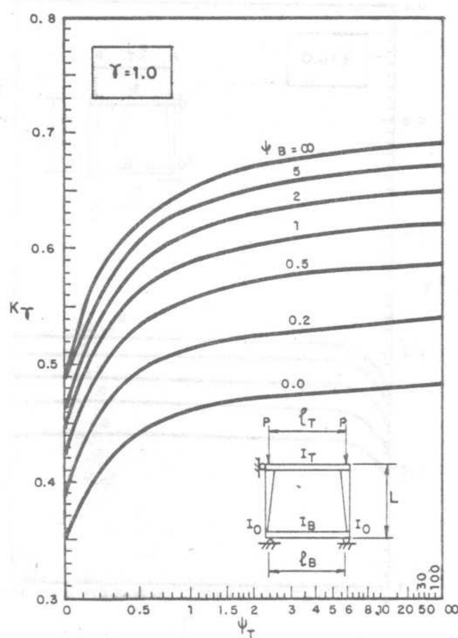
$$\psi_B = \frac{I_o/L}{I_B/\ell_B}$$

$$\psi_T = \frac{I_o/L}{I_T/\ell_T}$$



$$\gamma = \frac{d_L}{d_o} - 1$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_o}{(k_\gamma L)^2}$$



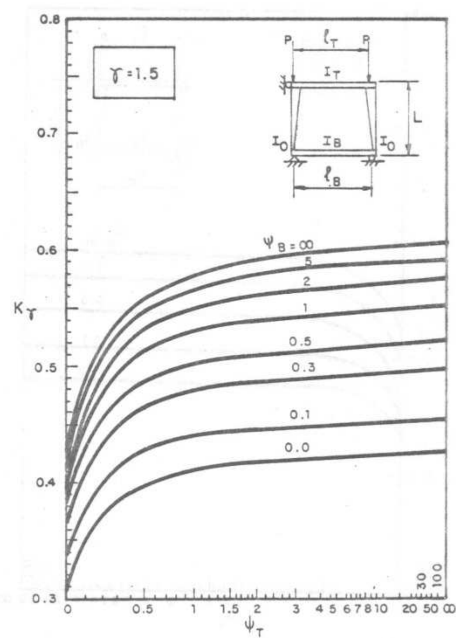
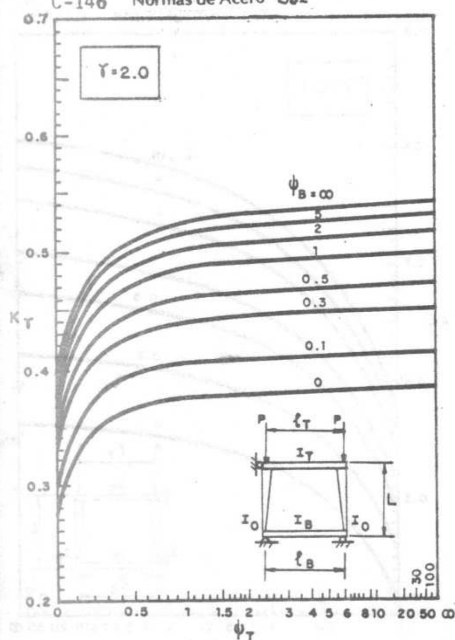
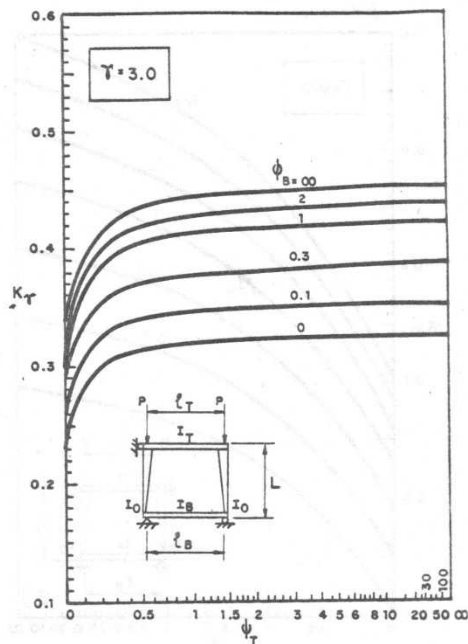


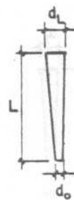
FIGURA C-D1. FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL NO PERMITIDO





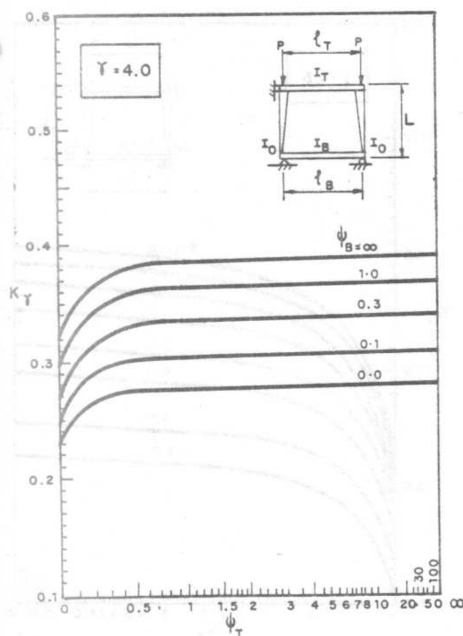
$$\psi_B = \frac{I_o/L}{I_B/\ell_B}$$

$$\psi_T = \frac{I_o/L}{I_T/\ell_T}$$



$$\gamma = \frac{d_L}{d_o} - 1$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_o}{(K_\gamma L)^2}$$



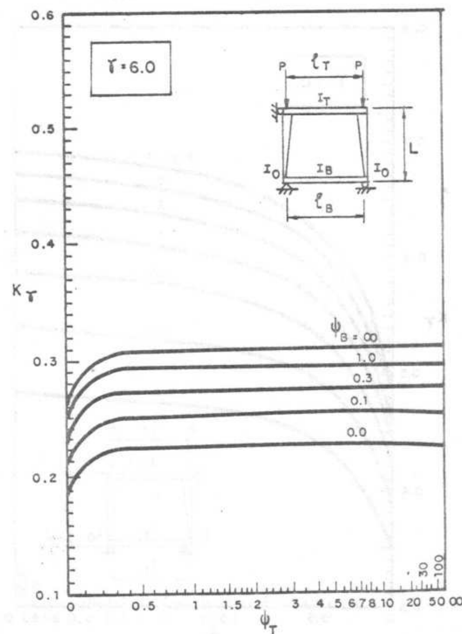


FIGURA C-D 2. FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL NO PERMITIDO

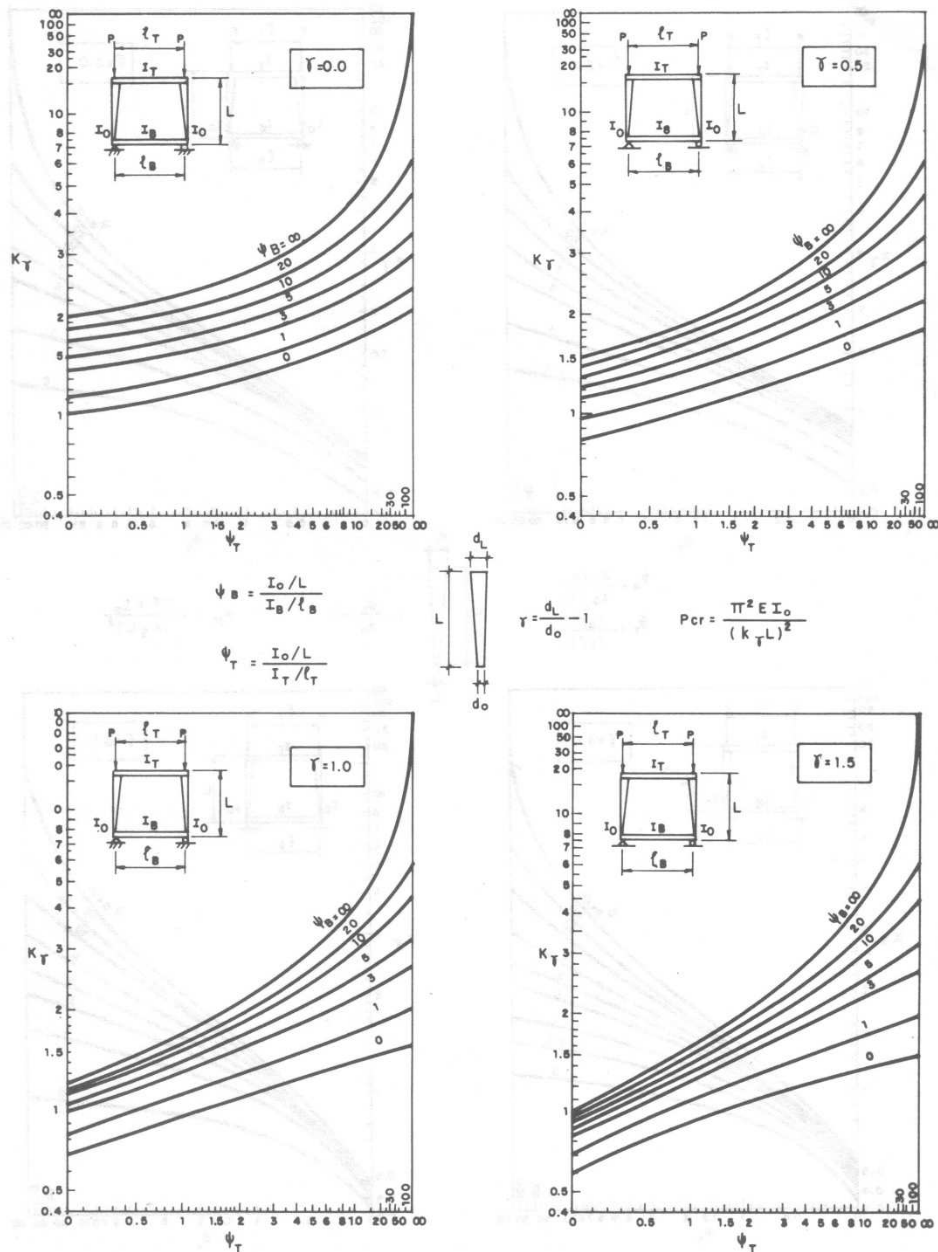


FIGURA C-D.3. FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

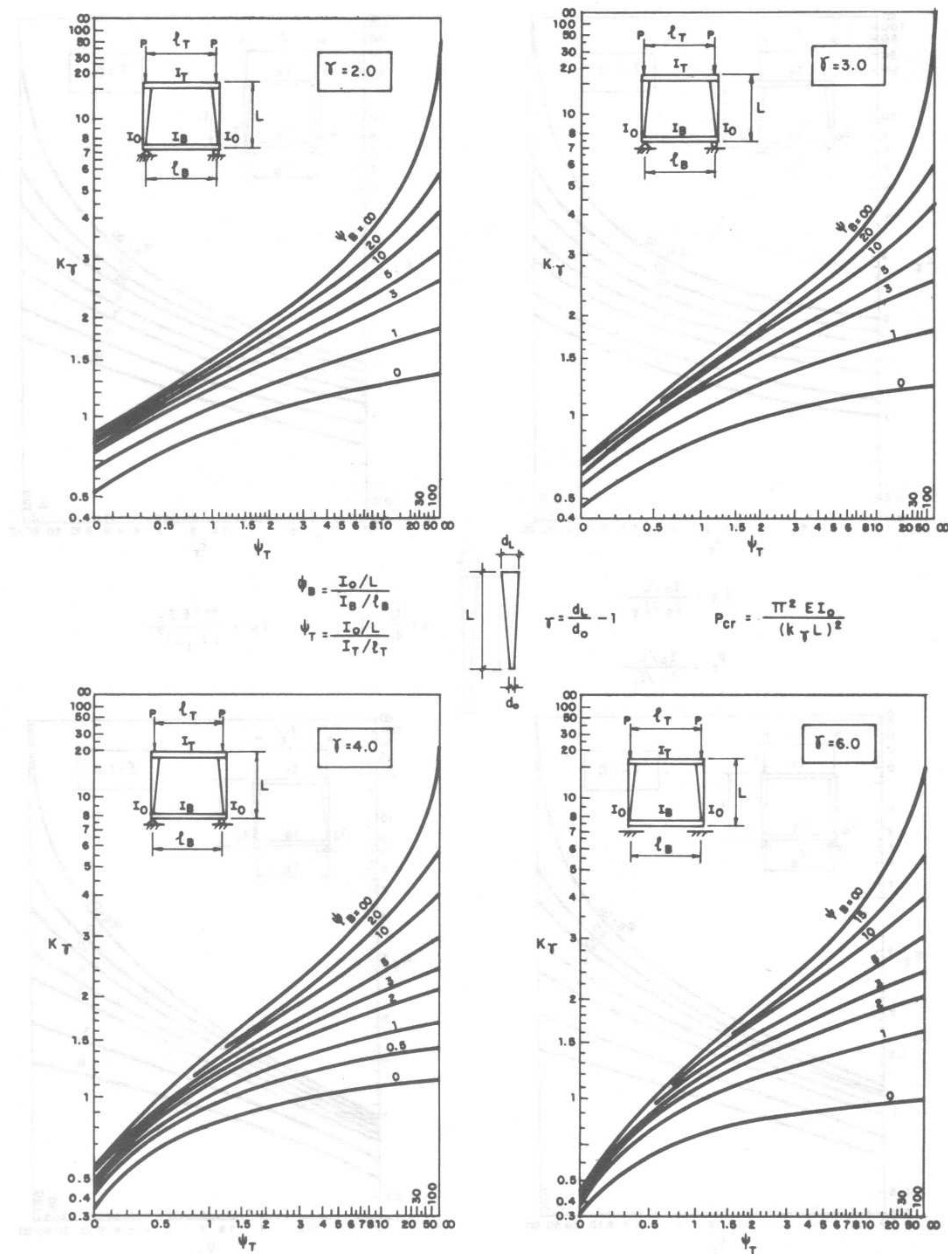


FIGURA C-D.4. FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

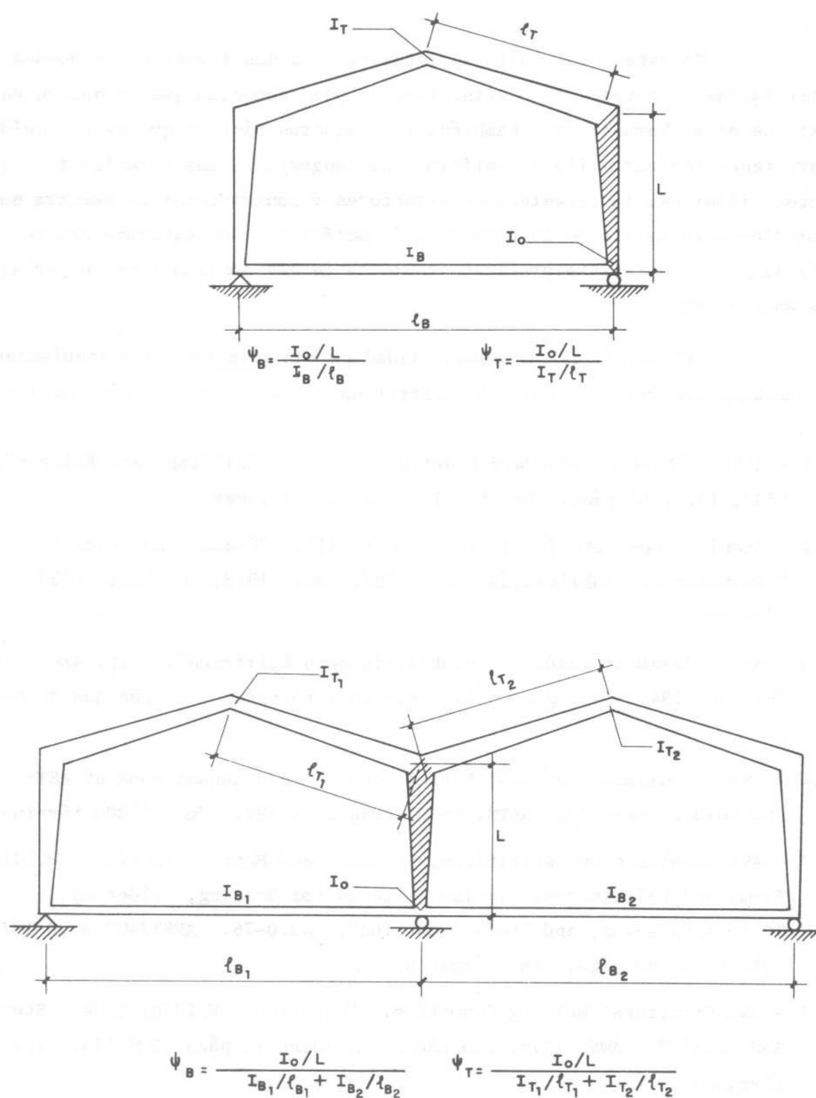


FIGURA C-D.5. ILUSTRACION DEL CALCULO DE LOS FACTORES ψ EN CASOS TIPICOS

APENDICE C-E NOMENCLATURA Y DEFINICIONES

En este vocabulario aparecen no sólo los términos que pueden admitir varias acepciones o de significación poco conocida que se hallan en el texto de estas Normas sino, también, las palabras básicas que se ha creído conveniente incluir a fin de uniformar el lenguaje de los ingenieros, arquitectos, técnicos, fabricantes, constructores y contratistas de nuestra nueva y creciente industria de la construcción metálica. Los equivalentes en inglés facilitarán la interpretación correcta de las publicaciones especializadas extranjeras.

Al asumir tal responsabilidad se han examinado las siguientes referencias, las cuales pueden suministrar una valiosa información adicional:

E.1 - AISC. "Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges". AISC, 1976, 32 págs. Sección 1.2, 17 definiciones.

E.2 - American Concrete Institute. Comité 116. "Cement and Concrete Terminology". Publicación SP-19(78). ACI, 1978, 50 págs. 1953 términos.

E.3 - Arcia Casañas, Jesús. "Vocabulario para Edificios". Tip. Americana, Caracas, 1949, 194 págs. Contiene 2021 términos y 64 páginas de figuras.

E.4 - ASTM. "Glossary of ASTM Definitions". 1970 Annual Book of ASTM Standards. Part 33. ASTM, 1970. Págs. ix-492. Unos 11000 términos.

E.5 - AWS Committee on Definitions, Symbols, and Metric Practice. "Welding Terms and Definitions. Including terms for Brazing, Soldering, Thermal Spraying, and Thermal Cutting". A3.0-76. ANSI/AWS A3.0-1978. AWS, 1978, 80 págs. 862 términos.

E.6 - AWS Structural Welding Committee. "Structural Welding Code - Steel". AWS D1.1-79. AWS, 1979, 223 págs. Apéndice I, págs. 209-214. 157 términos.

E.7 - Beedle, L.S. et al.. "Glossary of Terms Pertaining to Structural Steel Engineering and Design". Journal ASCE ST8, agosto 1971, págs. 2137-2142. Contiene 57 términos.

E.8 - Beedle, L.S. editor. "Structural Design of Tall Steel Buildings". "Planning and Design of Tall Buildings". Vol. II, ASCE, 1973, 956 págs.

E.9 - Beedle, L.S. editor. "Structural Design of Tall Steel Buildings, Monograph on Planning and Design of Tall Buildings". Volumen SB, ASCE, 1979, 1057 págs. Nomenclatura, págs. 811-823, 262 términos.

E.10 - Bucksch, Herbert. "Wörterbuch für Ingenieurbau und Baumaschinen. Diccionario para Obras Públicas, Edificación y Maquinaria en Obra". Herder, Barcelona, 1961, 516 págs.

E.11 - COVENIN 799-R. "Soldadura y Corte. Definiciones". Anteproyecto 1-A. 1978, 38 págs. 283 términos.

E.12 - García Meseguer, A. et al.. "Léxico de la Construcción". Instituto Eduardo Torroja, Madrid, 1963, 1056 págs. 13000 términos.

E.13 - Harnagea, L. et al.. "Lexique sur les Termes de Construction Métallique". Convention Européenne de la Construction Métallique. Puteaux, Francia. Edición provisional 1976. 65 págs. 1458 equivalencias en francés, español, inglés y alemán.

E.14 - Marcus, Samuel H. "Basics of Structural Steel Design". Reston Publishing Co. Inc. Prentice-Hall, 1977, 468 págs. Véase 1.15, "Glossary of Steel Terms", 202 términos.

E.15 - Roark, R.J.; Young, W.C. "Formulas for Stress and Strain", 5a ed. McGraw-Hill, 1975, 624 págs. Definiciones Capítulo 1, págs. 3-13, 105 términos.

E.16 - Robb, Louis A. "Engineers' Dictionary. Spanish-English and English-Spanish". 2a ed. J. Wiley, 1961, 664 págs.

E.17 - Tall, L. et al.. "Structural Steel Design". 2a ed. The Ronald Press, 1974, 875 págs. Págs. 850-860, 53 términos.

E.18 - The Lincoln Electric Company. "The Procedure Handbook of Arc Welding". 12a ed. Cleveland Ohio, 1973, 700 págs. 395 términos sobre soldaduras, págs. 16.1-1 a 24.

E.19 - Marín, J.; Velásquez, J.M.; Güell, A. "Un Vocabulario para las Estructuras de Acero". Boletín IMME N°65, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, julio-diciembre 1979, págs. 99 - 121. 136 términos.

E.20 - Comisión Venezolana de Normas Industriales - Ministerio del Desarrollo Urbano. "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero". COVENÍN-MINDUR 1755-82, 99 págs. 18 términos.

2a. Edición - 1.000 Ejemplares
Se terminó de imprimir en los
Talleres de Impresos "RUBEL"
en Enero de 1984

¿QUE ES FONDONORMA¿

Con estas siglas se identifica al "FONDO PARA LA NORMALIZACION Y CERTIFICACION DE LA CALIDAD". Asociación Civil sin fines de lucro, instalada el 27 de septiembre de 1973, con el fin de cooperar económicamente en las actividades relacionadas con la elaboración de las Normas COVENIN y el otorgamiento de las MARCAS NORVEN.

FONDONORMA
ha surgido como una organización cuyos recursos humanos, técnicos y financieros, están a la disposición de los planes y proyectos que tengan como fin fortalecer las actividades de Normalización y Certificación de la Calidad en el país.

FONDONORMA
tiene personalidad jurídica propia y está respaldada por una sólida base legal, emanada del Decreto Presidencial 1.195 del 10 de enero de 1973.

FONDONORMA
es una asociación en la cual participan, como miembros integrantes, todas aquellas empresas e instituciones públicas y privadas interesadas en el proceso de normalización industrial y funciona gracias a los aportes económicos de sus miembros.

FONDONORMA
está presidida por el Ministro dedFomento y es administrada por un Directorio integrado por: dos representantes del Ministerio de Fomento y dos representantes nominados por el Consejo Venezolano de la Industria.

El Gerente del Fondo es el Secretario Ejecutivo de la Comisión de Normas Industriales, COVENIN.

COVENIN
COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES
¿QUE ES?

La Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), es un organismo creado en el año 1958, mediante Decreto Presidencial Nº 501 y cuya misión es planificar, coordinar y llevar adelante las actividades de Normalización y Certificación de Calidad en el país, al mismo tiempo que sirve al Estado Venezolano y al Ministerio de Fomento en particular, como órgano asesor en estas materias.

Las Normas Venezolanas COVENIN son el resultado de un laborioso proceso que incluye la consulta y estudio de las Normas Internacionales, Nacionales, de asociaciones o empresas relacionadas con la materia, así como investigación a nivel de plantas y/o laboratorios según el caso.

El estudio de las Normas Venezolanas está a cargo de un Sub-comité Técnico especializado, adscrito a su vez a un Comité Técnico de Normalización. La elaboración de las Normas es coordinada por Técnicos de la Dirección de Normalización y Certificación de Calidad del Ministerio de Fomento y participan Técnicos de las empresas productoras o de servicio al cual ellas se refieren así como representantes de Organismos públicos y privados, Institutos de investigación, universidades y de los consumidores.

A lo largo de su estudio, la Norma pasa por diversas etapas de desarrollo; la primera de ellas consiste en la elaboración de un Esquema (primer papel de trabajo), el cual luego de ser aprobado pasa a un período de consulta pública (Discusión Pública) alcanzando luego una etapa final en la cual como Proyecto es sometido a la consideración de la Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN, para su aprobación como Norma Venezolana COVENIN.

Las Normas son aprobadas por CONSENSO entre estas personas, lo cual es indispensable en todo proceso de Normalización, para que las mismas sean verdaderos instrumentos Técnicos que beneficien al mayor número de personas y entidades. En términos generales las Normas son el resultado de un esfuerzo conjunto debidamente canalizado, que persigue como objetivos principales los siguientes:

1.- Ofrecer a la comunidad nacional la posibilidad de obtener el máximo rendimiento de los bienes o servicios que requiere, ya sea para su uso personal o para el bienestar colectivo.

2.- Asegurar la calidad del producto que se fabrica o de los servicios a prestar, y

3.- Proporcionar beneficios tangibles a las empresas productoras.